5344 F

ÉVALUATION ET CONCEPTION DES CHAUSSÉES EN PAVÉS POUR TERMINAUX MARINS

par

J. H. KEYSER, Ph.D., ing.

JUIN 1984

CA1
DTC 845
84
S72Z
c.2

ÉVALUATION ET CONCEPTION DES CHAUSSÉES EN PAVÉS POUR TERMINAUX MARINS

par

J. H. Keyser, Ph.D., ing.

Centre de recherche et de contrôle appliqué à la construction (C.R.C.A.C. Inc.)

JUIN 1984

Library and Information Centre / Centre de Documentation (GSLA)
RECEIVED - REÇU LE
OCT 4 1984
Transport Canada / Transports Canada

ÉQUIPE DE RECHERCHE

L'équipe de recherche de C.R.C.A.C. Inc. était composée de:

M. J. H. Keyser
M. M. A. Laforte
M. P. Laflèche
M. F. Lemaire
G. Bertrand
A. Ducharme
J. Belleau
C. Keyser
C. Hirou
L. A. McCoomb
P. Garand

FORMULE DE DOCUMENTATION POUR RAPPORT

1. Nº du rapport Transports Canada	2. Nº de l'étude — CDT	3. Nº de catalogue du destinataire
TP 5344F	6192	

4. Titre et sous-titre
Evaluation et Conception des chaussées en pavés pour terminaux marins

5. Date du rapport
juin 1984

6. Nº du rapport de l'organisme exécutant

7. Auteur(s)
J. Hode Keyser

8. Nº de dossier Transports Canada
D1465-346

9. Nom et adresse de l'organisme exécutant
C.R.C.A.C. Inc.
3800 Crémazie Est
Montréal (Québec)
H2A 1B8

10. Nº de dossier — ASC
10SD.T8200-1-1539

11. Nº de contrat — ASC ou Transports Canada
0SD81-00090

12. Nom et adresse de l'organisme parrain
Centre de développement des transports (CDT)
1000 ouest, rue Sherbrooke
Suite 2421
Montréal (Québec) H3A 2R3

13. Genre de rapport et période visée
Final

14. Code de l'organisme parrain
CDT 6192

15. Remarques additionnelles
Ce rapport est également disponible en anglais (TP 5344E)

16. Agent de projet — CDT
Catherine Hirou

17. Résumé

Le but spécifique de l'étude est de comparer les avantages et désavantages des chaussées de pavés avec ceux de la chaussée flexible conventionnelle et ce tant sur le plan économique que celui du comportement en service. Ainsi le rapport est divisé en deux parties:

a) de la description structurale et fonctionnelle des chaussées de pavés et des méthodes de conceptions existantes et (b) d'une étude expérimentale comparative entre les chaussées en pavés et la chaussée flexible normalisée.

Six chaussées d'essai ont été construites au Port de Montréal dans le but d'évaluer l'effet des facteurs suivants sur le comportement des chaussées sous le climat canadien: Le type de chaussée (pavés versus revêtement bitumineux), type de base sous les chaussées en pavé (pierre concassée stabilisée ou non au ciment) et épaisseur des pavés (80 mm VS 100 mm). Dans le rapport, l'auteur décrit les méthodes de conception et de construction utilisées, les résultats de l'analyse économique, ainsi que les méthodes d'évaluation utilisées pour suivre l'évolution des caractéristiques des couches de la chaussée et du sol, enfin que la dégradation de la chaussée dans le temps. On trouvera également les résultats d'évaluation: l'évolution de la capacité structurale durant la construction; l'effet du compactage avec un rouleau pneumatique de 30 tonnes; les changements de condition de température et d'humidité dans les couches de la chaussée; les changements du comportement structural des chaussées et leurs dégradations.

18. Mots-clés
Chaussée en pavés, chaussée flexible, conception, évaluation, chaussée d'essai, régime thermique, régime hydraulique, comportement, dégradation

19. Diffusion
Nombre limité de copies disponible au Centre de développement des transports

20. Classification de sécurité (de ce rapport)	21. Classification de sécurité (de cette page)	22. Nombre de pages	23. Prix
aucun	aucune	148	aucun

CDT TDC 79-005

REPORT DOCUMENTATION FORM

1. Transport Canada Report No. TP 5344F	2. TDC Project No. 6192	3. Recipient's Catalogue No.

4. Title and Subtitle
Evaluation et conception des chaussées en pavés pour terminaux marins

5. Report Date
June 1984

6. Performing Organization Report No.

7. Author(s)
J. Hode Keyser

8. Transport Canada File No.
D1465-346

9. Performing Organization Name and Address
C.R.C.A.C. Inc.
3800 Crémazie East
Montreal, Quebec
H2A 1B8

10. DSS File No.
10SD.T8200-1-1539

11. DSS or Transport Canada Contract No.
0SD81-00090

12. Sponsoring Agency Name and Address
Transportation Development Centre (TDC)
1000 Sherbrooke Street West
Suite 2421
Montreal, Quebec H3A 2R3

13. Type of Report and Period Covered
Final

14. Sponsoring Agency Code
TDC 6192

15. Supplementary Notes
This report is also available in english(TP 5344E)

16. TDC Project Officer
Catherine Hirou

17. Abstract

The objective of this study is to examine the comparative economic and performance advantages of using concrete paving blocks in lieu of asphalt paving for heavy duty applications at marine terminals. The report is divided in two parts:

a) The structural and functional description of concrete block pavement and existing pavement design methods, and (b) field evaluation of the performance of experimental concrete blocks pavements and their comparison with a normalized asphalt pavement.

Six sections of test pavement have been built in the Port of Montreal to evaluate, under canadian conditions, the effects of the following factors on pavement performance: pavement types (block VS asphalt); type of base under concrete blocks (cement-treated VS granular); and block thickness (80 mm VS 100 mm). A description of the design, the construction and the economic analysis of each pavement section is given in the report as well as a description and the results of a monitoring program which has been designed to assess the condition of pavement component layers and soil, and the degradation of the pavement with time. Results obtained are also given in the report: the change in structural characteristics during construction; the effects of compaction of block pavement with a 30 t rubber-type roller; the change in thermal and moisture conditions; the change in structural behavior and the degradation of pavement.

18. Key Words
Block pavement, flexible pavement, design, evaluation, test pavement, thermal regime, hydraulic regime, performance, degradation

19. Distribution Statement
Limited number of copies available from Transportation Development Centre

20. Security Classification (of this report)	21. Security Classification (of this page)	22. No. of Pages	23. Price
Nil	Nil	148	Nil

TDC CDT 79-005

Remerciements

L'auteur désire remercier Monsieur Jean-Guy Demers et Monsieur Allen Lobo des Ports nationaux ainsi que Monsieur Pierre Nadon du Canadien Pacific Limitée (Terminus Racine) lesquels nous ont permis de consulter les documents de construction existants et nous ont facilité l'accès aux Terminus Task et Racine.

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION

2. DESCRIPTION STRUCTURALE ET FONCTIONNELLE DES CHAUSSÉES DE PAVES

2.1 Éléments constitutifs d'une chaussée de pavés
2.2 Fabrication et mise en place des pavés de béton
2.3 Théorie du comportement des chaussées de pavés

3. MÉTHODES DE CONCEPTION

3.1 Méthodes empiriques
3.2 Méthodes semi-empiriques
3.3 Méthode semi-analytique

4. RÉALISATION DES CHAUSSÉES D'ESSAI ET ÉVALUATION DURANT LA CONSTRUCTION

4.1 Description des chaussées d'essai
4.2 Caractéristiques des matériaux utilisés
4.3 Evaluation structurale durant la construction
4.4 Résultats et analyses des essais de résistance des différentes couches
4.5 Influence du compactage des pavés avec un rouleau de 30 tonnes

5. INSTRUMENTATION DES SECTIONS D'ESSAI

5.1 But de l'instrumentation
5.2 Choix et installation de l'instrumentation
5.3 Description détaillée des instruments
5.4 Mesures initiales et fréquences des lectures

6. ANALYSE ÉCONOMIQUE D'UNE CHAUSSEE

6.1 Introduction
6.2 Méthodes d'analyse
6.3 Objectifs visés par la méthode retenue
6.4 Variables et constantes
6.5 Programme ANEC

7. COMPORTEMENT DES SECTIONS D'ESSAIS PENDANT LES DEUX PREMIÈRES ANNÉES D'OBSERVATION (OCTOBRE 1981 À NOVEMBRE 1983)

7.1 Programme de lectures et de contrôle du comportement
7.2 Comportement vis-à-vis des variations des conditions climatiques des sections instrumentées (A, C et D)
7.3 Comportement structural des sections d'essais
7.4 Conclusions préliminaires de l'étude et besoins de recherches

EVALUATION ET CONCEPTION DES CHAUSSEES EN PAVES POUR TERMINAUX MARINS

Figure 2.1: Section type d'une chaussée de pavés

Figure 2.2: Quelques géométries de pavés en béton

Figure 2.3: Patrons de pose des pavés

Figure 2.4: Granulométrie du sable de fixation recommandée par Hodgkinson (Australie)

Figure 2.5: Diminution de volume du sable de fixation lors du compactage (modifié de Miller - book 4)

Figure 2.6: Relation entre le nombre de chargements appliqués et la déformation verticale

Figure 3.1: Normes des chaussées de pavés hollandaises des pays bas

Figure 3.2: Abaque permettant de déterminer l'épaisseur minimale de la couche de support pour différentes épaisseurs de pavés selon la profondeur d'ornière

Figure 3.2: Abaque permettant de déterminer l'épaisseur minimale de la couche de support pour différentes épaisseurs de pavés selon le rayon de courbure

Figure 3.4: Abaque permettant de déterminer l'épaisseur minimale de la couche de support pour différentes épaisseurs de pavés selon la contrainte admissible sur le sol

Figure 3.5: Facteur de correction selon l'indice de portance du sol

Figure 3.6: Abaque permettant de déterminer l'épaisseur requise de la fondation dans le cas d'une circulation légère

Figure 3.7: Abaque permettant de déterminer l'épaisseur requise de la fondation d'une chaussée pour circulation lourde

Figure 3.8: Abaque permettant de déterminer l'épaisseur requise de la fondation d'une chaussée pour une circulation lourde industrielle

Figure 3.9: Rapports entre la classification des sols les indices portants californiens et les valeurs de K

Figure 3.10: Abaque permettant de traduire une charge sur roues doubles ou jumelées en charge sur roue simple équivalente

Figure 3.11: Abaque de dimensionnement des chaussées en sol-ciment

Figure 3.12: Abaques de dimensionnement selon Barber et Knapton (1980)

Figure 4.1: Configuration et dimensions des chaussées d'essai

Figure 4.2: Structure et composition des chaussées d'essai

Figure 4.2: (suite) Structure et composition des chaussées d'essai

Figure 4.3: Portance CBR des matériaux de la chaussée d'essai du terminal racine

Figure 4.4: Chargement et points de mesure de déflexion pour l'essai dynaflect

Figure 4.5: Bassin de déflexion sous chargement de l'appareil dynaflect

Figure 4.6: Système bi-couche pour le calcul des modules élastiques de la chaussée et du sol

Figure 4.7: Influence des surcharges sur les modules d'élasticité des couches granulaires

Figure 4.8: Variation des modules d'élasticité des différentes couches
Figure 4.9: Bassins de déflexion des chaussées d'essai
Figure 4.10: Variations de l'indice d'étalement
Figure 4.11: Variation de la déflexion avec les couches de la chaussée
Figure 5.1: Schéma de localisation de l'instrumentation
Figure 5.2: Installation des cannes de gel
Figure 5.3: Installation des tubes d'humidité
Figure 5.4: Installation des thermocouples
Figure 6.1: Influence du coût d'entretien sur le niveau de service
Figure 6.2: Structure générale du programme ANEC
Figure 6.3: Structure détaillée du traitement des résultats
Figure 6.3 b): Structure détaillée du traitement des données
Figure 6.4: Variation des coûts des différents design en fonction des taux d'inflation et d'actualisation
Figure 6.5: Variation des coûts totaux des différentes stratégies en fonction du taux d'actualisation
Figure 7.1: Pénétration du gel sous le revêtement bitumineux
Figure 7.2: Pénétration du gel sous la section pavée avec une fondation granulaire traitée au ciment
Figure 7.3: Pénétration du gel sous les pavés avec une fondation granulaire conventionnelle
Figure 7.4: Variation de la température sous le revêtement bitumineux, fondation granulaire (section c) hiver 1981-82
Figure 7.5: Variation de la température sous les pavés avec fondation granulaire traitée au ciment, section D hiver 1981-82

Figure 7.6: Variation de la température sous les pavés avec fondation granulaire, section A hiver 1981-82

Figure 7.7: Variation de la teneur en eau totale sous les pavés avec fondation granulaire, section A hiver 1981-82

Figure 7.8: Variation de la teneur en eau sous le revêtement bitumineux

Figure 7.9: Evolution des conditions structurales des sections des pavés

Figure 7.10: Evolution des conditions structurales des sections de pavés

Figure 7.11: Evolution des conditions structurales du revêtement bitumineux

Figure 7.12: Evolution des conditions structurales du revêtement bitumineux

Figure 7.13: Condition de la surface des sections de pavés au terminal racine: pavés sur fondation granulaire conventionnelle

Figure 7.14: Condition de la surface des sections de pavés au terminal racine: pavés sur fondation stabilisée au ciment

Figure 7.15: Condition de la surface des pavés section d'essai au terminal task (sous la grue montée sur chenille)

EVALUATION ET CONCEPTION DES CHAUSSEES EN PAVES POUR TERMINAUX MARINS

Tableau 3.1:	Norme des chaussées de pavés allemandes
Tableau 3.2 a):	Facteurs d'équivalence couramment utilisés pour la conception des chaussées de pavés
Tableau 3.2 b):	Facteurs d'équivalence selon différents critères
Tableau 3.2 c):	Facteurs d'équivalence couramment utilisés pour la conception des chaussées souples
Tableau 3.3:	Critères de comportement des chaussées de pavés (selon Shackel 7)
Tableau 3.4 a):	Effet d'une couche de matériau non-traité sur le module de réaction au sol K
Tableau 3.4 b):	Effet d'une couche de matériau traité au ciment sur le module de réaction d'un sol
Tableau 4.1:	Utilisation des matériaux dans les chaussées d'essai
Tableau 4.2:	Etape de réalisation de l'essai dynaflect durant la construction
Tableau 4.3:	Récapitulation des résultats moyens obtenus pour les chaussées d'essai
Tableau 4.4:	Influence de 5 passages d'un rouleau de 30 tonnes sur le changement de niveau des pavés (100 mm) posés sur une base de béton (dalle E)
Tableau 4.5 a):	Influence de la compaction avec un rouleau pneumatique de 30 tonnes sur le comportement des pavés (100 mm) reposant sur une fondation traitée au ciment, section E
Tableau 4.5 b):	Influence de la compaction avec un rouleau pneumatique de 30 tonnes sur le comportement des pavés (100 mm) reposant sur une fondation granulaire non traitée, section B

Tableau 6.1: Résumé des coûts des alternatives de design
Tableau 6.2: Résumé des coûts totaux des différentes alternatives de design
Tableau 6.3: Stratégie donnant un coût moyen optimum
Tableau 7.1: Mesures des déflexions sous les charges de dynaflect et de grue à portique sur roues

1. INTRODUCTION

HISTORIQUE ET DEVELOPPEMENT

Bien que leur apparition remonte au Moyen-Age, les chaussées en pavés n'ont été utilisées couramment qu'au vingtième siècle. A l'origine, on avait surtout recours à des blocs ou dalles de pierre, de bois, de briques, de terre cuite, dont la forme était exclusivement rectangulaire. La fin du XIXe siècle vit l'arrivée des briques de terre cuite dont la variabilité fut assurée par l'apparition des pneus de caoutchouc. Il faudra toutefois attendre la fin de la deuxième guerre mondiale pour que l'emploi des pavés de béton se répande, d'abord aux Pays-Bas au début des années cinquante où l'on utilisait déjà des briques de terre cuite, à cause de la rareté de carrières exploitables.

Le pavé de béton était alors, soit rectangulaire soit en forme de I autobloquant, cette dernière configuration n'ayant jamais dépassé 10 % du nombre total de pavés utilisés aux Pays-Bas. On privilégiait cette forme de pavé d'une part par habitude, et d'autre part pour sa qualité d'adaptation aux mouvements de l'infrastructure qui pourraient atteindre un mètre. Devant le succès du pavé de béton aux Pays-Bas, les compagnies productrices se multiplièrent, là et ailleurs: en 1956, 25 usines produisaient au total 1,5 million de m^2 de pavés. A peine quatre ans plus tard, quarante compagnies produisaient environ 5 millions de mètres^2 alors que la production de briques de terre cuite était de l'ordre de six à sept millions de mètres^2 Parallèlement, les allemands avaient, dès la fin du XIXe siècle, commencé à utiliser des pavés de béton, mais c'est seulement en 1936 qu'ils construisirent la première chaussée d'essai en pavés de béton rectangulaires pour la circulation lourde dont les dimensions étaient de 240 mm par 120 mm et par 80 mm de hauteur. Ils utilisaient déjà, contrairement

aux Hollandais, différents types de pavés, dont les pavés autobloquants et depuis lors, plus de deux cents types de pavés ont été mis sur le marché allemand.

Entre 1970 et 1980, plus de deux cents cinquante millions de mètres^2 de chaussées de pavés furent construits en Allemagne et la production annuelle de 1980 s'élevait à quarante-quatre millions de mètres^2. Environ 36 % de cette production a été utilisée pour les routes, 30 % pour les chaussées industrielles, 12 % pour les sentiers piétonniers et 7 % pour les parcs, écoles et stations services alors que le dernier a été affecté aux besoins domestiques et à d'autres applications secondaires.

Le succès des chaussées en pavés de béton aux Pays-Bas et en Allemagne s'est vite répandu en Belgique, en Autriche et au Danemark, puis d'une façon significative en Angleterre au début de la dernière décennie. De nos jours sur le continent européen, on utilise annuellement entre 0.5 à 1.0 mètre^2 de pavés per capita.

C'est seulement durant les années soixante que le pavé de béton fit son apparition en Amérique, d'abord au Brésil et en Argentine, puis au cours des années 1970, au Canada et aux Etats-Unis où on a dénombré un million de mètres^2 de blocs en 1980. Enfin, l'Afrique du sud et l'Australie comptaient en 1980 parmi les plus grands producteurs de pavés de béton au monde (7.3 et 3.0 millions de mètres^2 de pavés).

2. DESCRIPTION STRUCTURALE ET FONCTIONNELLE DES CHAUSSEES DE PAVES

2.1 Eléments constitutifs d'une chaussée de pavés

Les chaussées de pavés sont généralement classées parmi les chaussées flexibles ou semi-rigides (voir figure 2.1). On peut donc discerner trois zones structurales de la chaussée soit: la couche de revêtement composée de pavé et d'un sable dit de fixation; une ou plusieurs couches de support (couches de base et de fondation); et enfin une couche de sol nivelée et compactée (couche de forme).

2.1.1 Couche de revêtement

Les deux composantes de cette couche, le pavé de béton et le sable de fixation, ont pour rôle d'assurer, d'une part, la dureté et l'uni de la surface et, d'autre part, la solidité structurale et la flexibilité de la chaussée.

2.1.1.1 Le pavé de béton

On distingue principalement deux types de pavés; le pavé non bloquant et le pavé autobloquant. Le pavé non bloquant est caractérisé par une géométrie où la présence d'angles uniquement convexes de côtés lisses permet le glissement relatif des blocs entre eux. Par contre, le pavé autobloquant est caractérisé par la présence d'angles ou de surfaces courbes concaves qui confère aux côtés, des angles en relief permettant l'imbrication des pavés. Ce dernier type de bloc possède donc des caractéristiques géométriques capables d'empêcher le glissement relatif des blocs les uns par rapport aux autres. La figure 2.2 de Shackel 1 illustre les différentes formes géométri-

FIGURE 2.1

SECTION TYPE D'UNE CHAUSSÉE DE PAVÉS

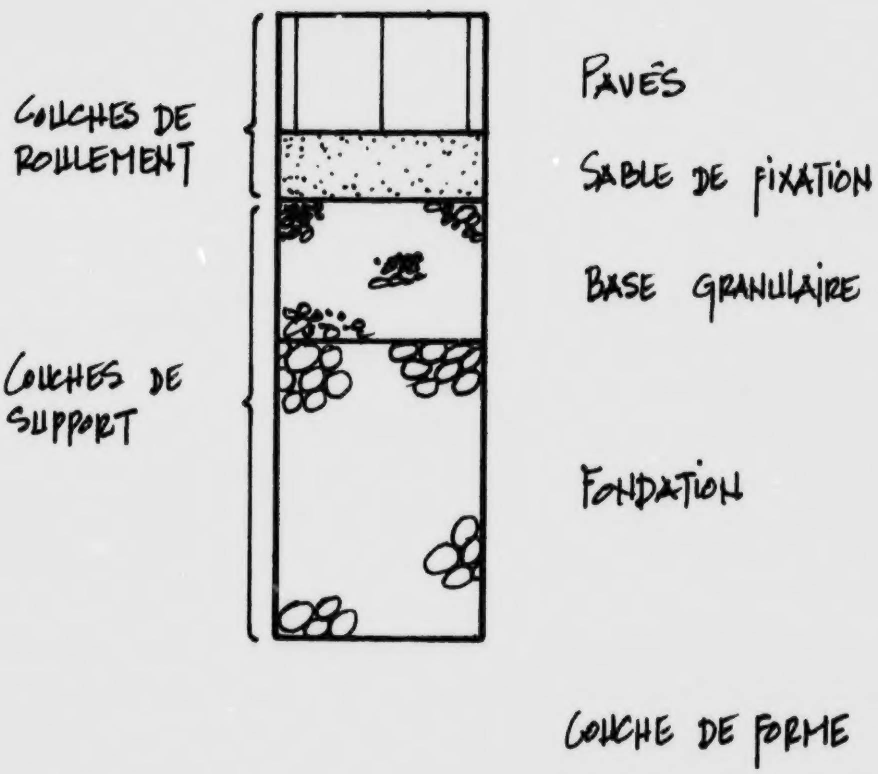
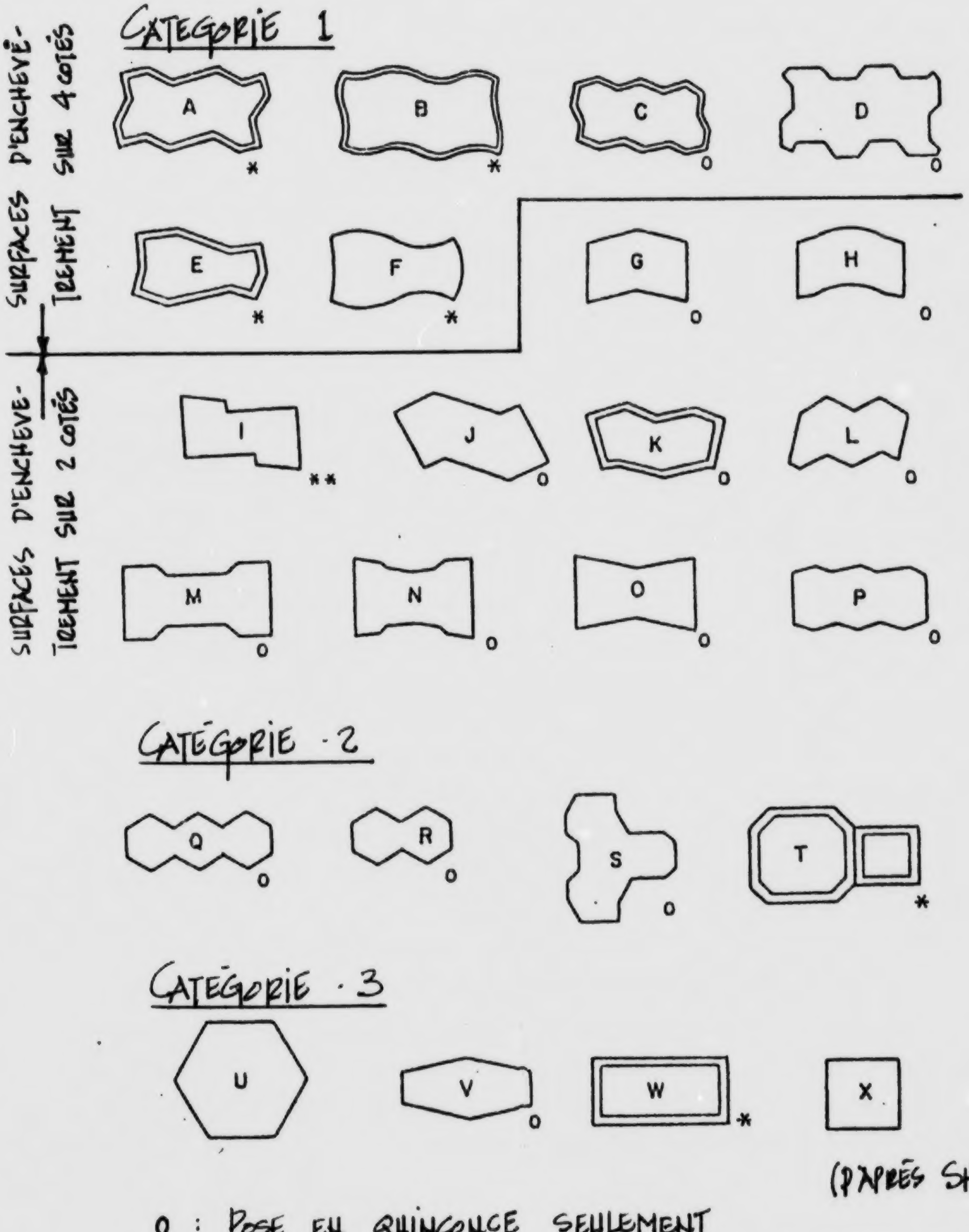


FIGURE 2.2
QUELQUES GEOMÉTRIES DE PAVÉS EN BÉTON



(D'APRÈS SHACKEL-1980)

O : POSE EN QUINCONCE SEULEMENT
* : POSE EN PLUSIEURS ASSEMBLAGES DONT LE CHEVRON
** POSE EN CHEVRON SEULEMENT

ques des pavés en usage. D'après Bergerhof 2 plus de quarante formes géométriques de pavés ont été brevetées en Europe. On remarquera à la figure 2.2 que certains blocs autobloquants possèdent des surfaces d'enchevêtrement à leurs extrémités transversales tandis que d'autres n'en possèdent que sur leurs faces longitudinales. En général, la capacité autobloquante de pavé est supérieure dans le premier cas puisqu'une imbrication prend place tout le long du périmètre du pavé. Notons d'autre part que certains pavés sont chanfreinés le long de leurs arêtes supérieures, ce qui a pour effet:

- d'améliorer l'esthétique en évitant, par un jeu d'ombrages, de mettre en évidence les irrégularités de profil entre les pavés,
- de faciliter la pose,
- de réduire le risque d'écaillement des arrêts lorsqu'il y a rotation verticale des blocs,
- de réduire la tendance du sable de fixation des joints d'être aspiré par les pneus.

Les avantages et les inconvénients propres à chaque modèle de pavés doivent être évalués en fonction de la facilité de fabrication, de la versatilité des types de patrons auxquels se prêtent les différentes géométries et au comportement de la chaussée résultante soumise à la circulation.

Lors de la fabrication, il est plus aisé de contrôler la qualité dimensionnelle d'un pavé dont la section longitudinale et surtout transversale est constante. Le respect des tolérances dimensionnelles en rapport avec l'usure du moule devient aussi difficile lorsque le pavé possède des surfaces courbes.

Les trois modèles ou patrons de pose suivants, illustrés à la figure 2.3, sont couramment utilisés:

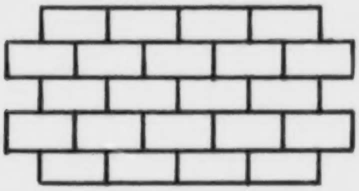
- la pose en quinconce
- la pose en chevron
- la pose en marqueterie

Il est donc important, selon le patron utilisé, que les pavés puissent être posés sans ambiguité quant à leur position éventuelle. On remarquera, à l'examen de la figure 2.3, que la pose en quinconce permet de positionner les pavés voisins précisément les uns par rapport aux autres tout aussi bien dans le sens longitudinal que transversal. D'autre part, il est un peu plus difficile de poser les pavés en chevron avec exactitude car ils présentent tous une direction selon laquelle il est possible de déroger aux tolérances dimensionnelles des joints. Enfin la pose des pavés en marqueterie demande une certaine expertise, car ceux-ci possèdent plusieurs directions qui selon lesquelles on peut déroger aux tolérances dimensionnelles des joints. Lors de la pose, certains modèles de pavés tels que ceux de type G, H et K doivent être tournés de 180^{o} pour former le patron désiré tandis que ceux de type I et J doivent être inversés ou posés à l'envers à chaque rang alternatif. Le choix du modèle de pavé et du patron de la pose doit donc être établi en fonction de la qualification de la main-d'oeuvre disponible pour la pose. Soulignons aussi l'importance du patron de la mise en place. Un patron en quinconce pose des difficultés dans les courbes, car il faut alors déroger du patron pour réorienter les rangs. Par contre, le patron en chevron permet de suivre la géométrie de la chaussée sans être réorienté aux courbes ou aux intersections.

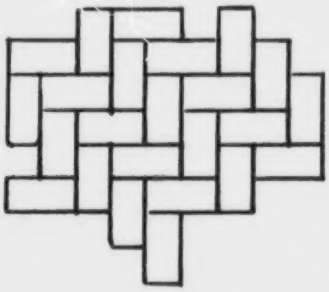
FIGURE 2.3

PATRONS DE POSE DES PAVÉS

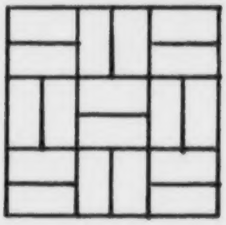
1. POSE EN QUINCONCE



2. POSE EN CHEVRON



3. POSE EN MARQUETERIE



Le comportement en service de la chaussée peut être influencé par la forme du pavé et par le patron utilisé pour la pose. En ce qui concerne la forme, les pavés sont plus susceptibles de se rupturer sous la charge lorsque la section transversale du pavé est variable. En ce qui concerne le patron de la pose utilisé, le patron en quinconce est plus susceptible à l'ouverture des joints et conséquemment à la destruction de l'intégrité structurale du revêtement. D'autre part, le déplacement des blocs dans le sens de la circulation peut conduire à des déplacements importants de l'ensemble du revêtement de pavés. Des recherches effectuées par Shackel [1, 3 et 7] et appuyées par maintes observations, ont démontré que le patron en chevron était le moins sujet à ce genre de rupture.

2.1.1.2 Le sable de fixation

Le rôle du sable posé entre les pavés et la couche de support consiste non pas à redistribuer les contraintes vers les couches sous-jacentes mais plutôt à stabiliser les pavés.

Le sable idéal est généralement de grosseur moyenne, angulaire et propre. La présence de sel ou d'argile dans le sable rend la pose difficile et nuit à l'uniformité. Un exemple type de granulométrie du sable est illustré sur la figure 2.4. Notons par ailleurs que la revanche, c'est-à-dire la diminution de volume de sable de fixation lors du compactage, dépend à la fois du type de sable et de la teneur en eau de compactage, ceci est illustré sur la figure 2.5.[4]

2.1.2 Couches de support

Les couches de support constituent le corps de la chaussée. C'est l'élément structural qui a pour rôle de transmettre les charges de la couche de revêtement au sol.

FIGURE 2. GRANULOMÉTRIE DU SABLE DE FIXATION RECOMMANDÉE PAR HODGKINSON (AUSTRALIE)

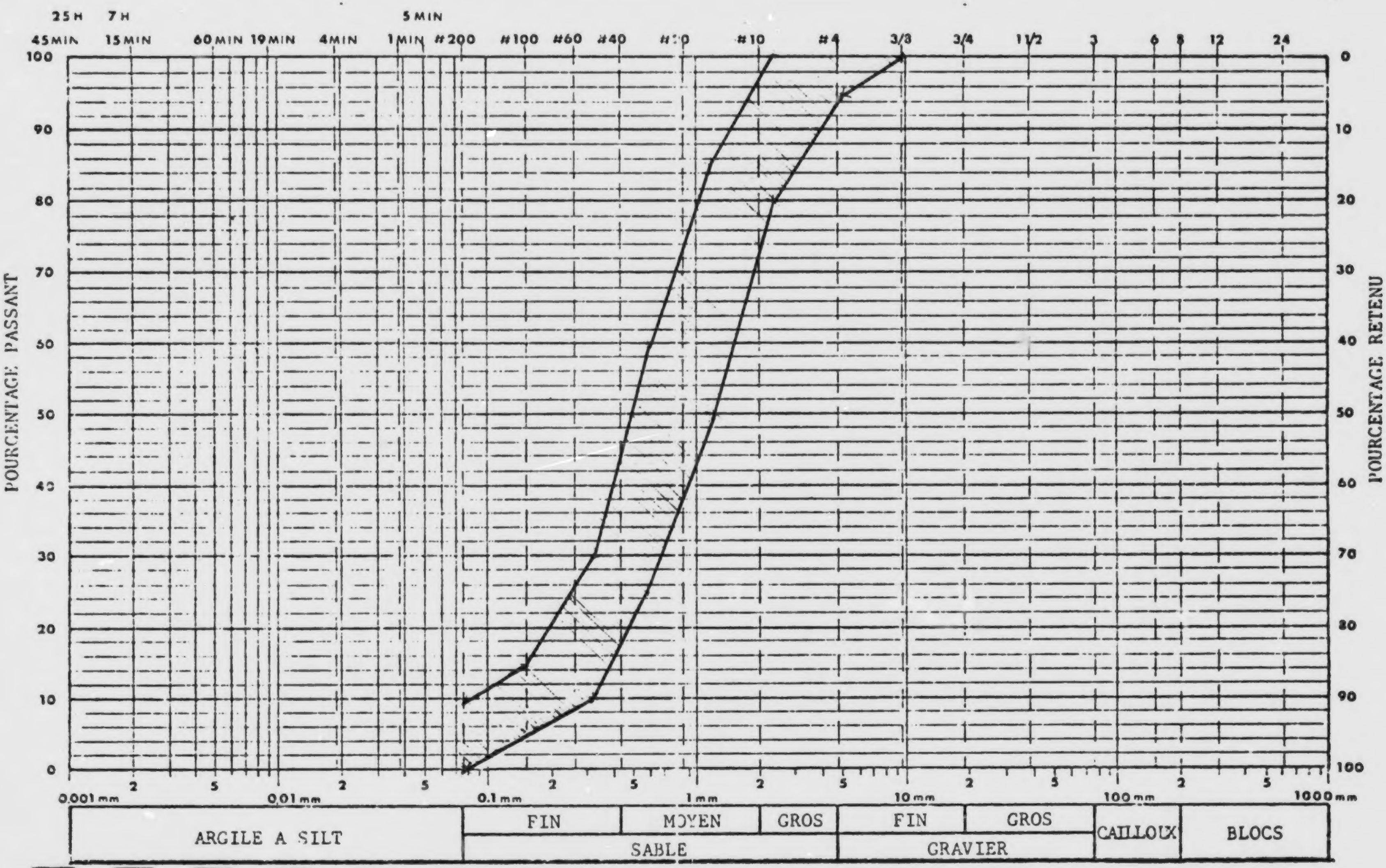
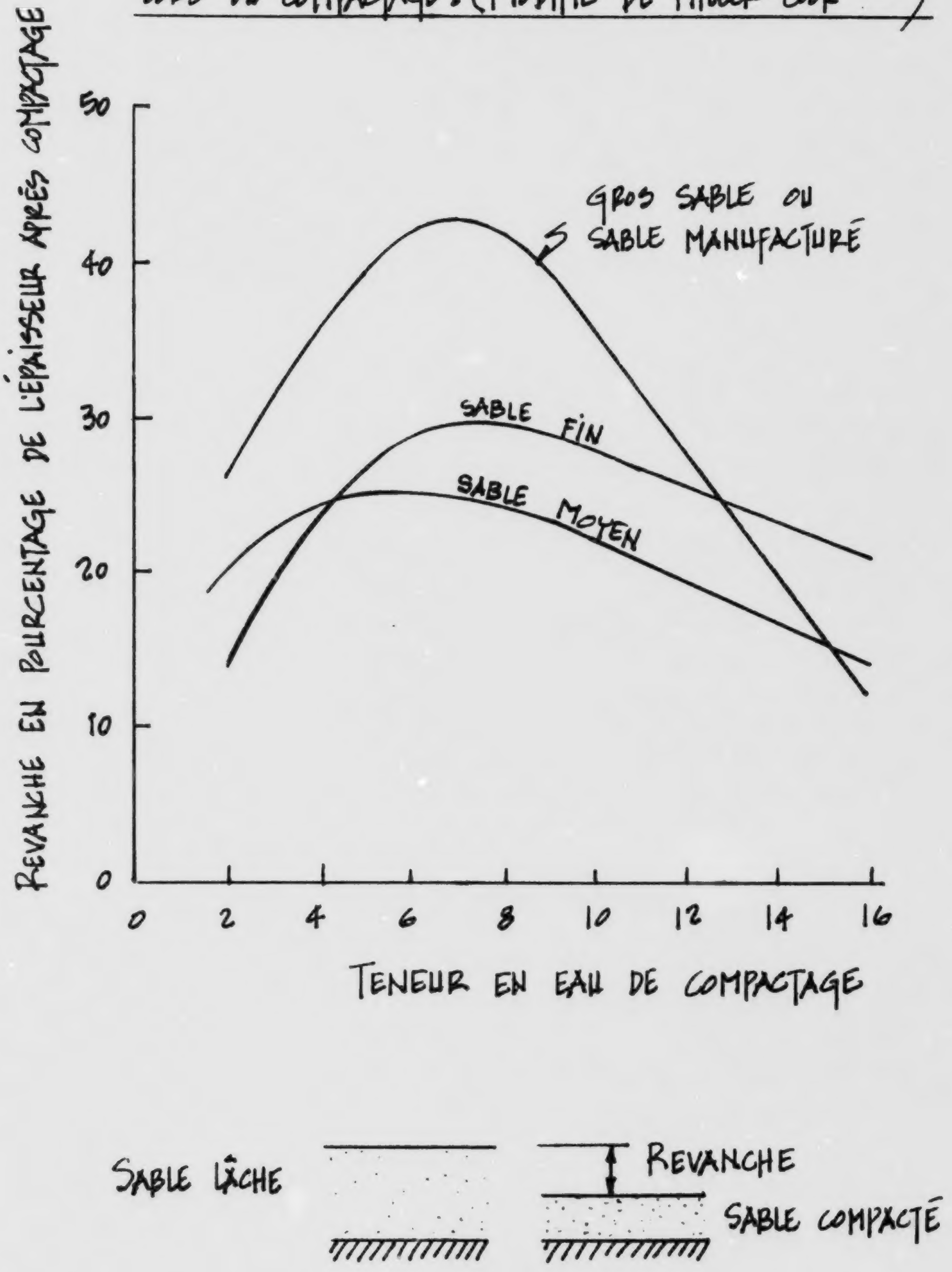


FIGURE 2.5

DIMINUTION DE VOLUME DU SABLE DE FIXATION LORS DU COMPACTAGE. (MODIFIÉ DE MILLER-COOK [4])



Lorsqu'on utilise un matériau pulvérulent, on doit chercher un matériau de granulométrie bien étalée afin d'obtenir une densité élevée après compactage. L'utilisation exclusive d'un matériau pulvérulent dans les couches de support n'est généralement pas suffisante là où les charges de la circulation sont lourdes comme dans le cas des terminaux de conteneurs. On a alors souvent recours à des matériaux liés pour la construction de la couche de base et à un matériau pulvérulent pour la couche de fondation, dans le but d'offrir une surface uniforme dont le profil est bien contrôlé.

On trouve deux types de liant pour les couches de base: Les ciments hydrocarbonés et les ciments hydrauliques. Les bitumes ne sont que rarement utilisés dans la construction des chaussées industrielles à cause des grandes concentrations de charges en surface. Par contre, les ciments hydrauliques sont couramment utilisés, notamment pour les bases en béton maigre, en granulat stabilisé au ciment et en sol-ciment.

En ce qui concerne les bases stabilisées au ciment hydraulique, la teneur en ciment va en augmentant du béton maigre au sol-ciment alors que la résistance diminue et les granulats passent d'un granulat à béton bien gradué à un sol naturel pouvant contenir beaucoup de particules fines (silt et argile). Les nuances entre les trois catégories de stabilisation au ciment sont multiples et il faut prendre soin d'être très précis lorsqu'on spécifie de tels matériaux. Le choix d'un de ces matériaux se fait en optimisant le coût des granulats en fonction du coût du ciment nécessaire pour obtenir une résistance donnée. En effet le coût des granulats à béton peut, dans certains cas, rendre prohibitive l'utilisation du béton maigre. Il peut alors être plus économique de spécifier un granulat moins dispendieux qui requiert une teneur en ciment plus élevée et demande moins de contrôle. Les bases au ciment hydraulique demandent une période

de cure qui ne retarde en rien la pose des pavés et peut même améliorer la cure, car ces derniers n'induisent que de faibles contraintes dans la couche stabilisée et ralentissent l'assèchement de la couche stabilisée.

2.1.3 Couches de fondation

Les couches de fondation des chaussées sont normalement constituées de matériaux drainants contrôlés suffisamment résistants pour offrir une assise adéquate à la structure de la chaussée. Par ailleurs, dans les aménagements portuaires, il est fréquent que ces matériaux de fondation reposent sur des remblais susceptibles de produire des tassements importants dans le temps. Il peut donc être nécessaire d'accélérer ces tassements par consolidation soit en surchargeant ces couches à l'aide de remblai ou par un compactage dynamique. On peut aussi construire une chaussée temporaire et laisser la circulation provoquer les tassements à court terme puis construire une chaussée permanente.

2.2 Fabrication et mise en place des pavés de béton

Bien que l'équipement nécessaire à la fabrication des blocs creux de béton puisse être adapté à la production de pavés, des appareils spéciaux ont été développés dans le but d'obtenir un meilleur contrôle sur les dimensions des blocs. Ainsi, ces appareils permettent de produire des blocs dont les variations dimensionnelles sont de l'ordre de ± 0.5 mm, ce qui permet de respecter facilement les tolérances usuelles des spécifications qui sont de plus ou moins 3 mm.

Il n'est généralement pas nécessaire de recourir à une main d'oeuvre spécialisée pour la pose de pavés de béton, le procédé étant relativement simple. Il consiste à :

a) Epandre et niveler une couche de sable de fixation légèrement humide sans le compacter.

b) Poser les pavés selon le patron désiré.

c) Faire un premier compactage avec un minimum de deux passages d'un compacteur à plaque vibrante que l'on applique à la surface des pavés.

d) Balayer un sable fin dans les joints.

e) Faire un deuxième compactage avec un minimum de deux passes pour densifier le sable dans les joints et procurer ainsi une certaine solidité aux pavés.

f) L'opération de remplissage des joints peut être répétée au besoin et suivie d'un autre cycle de compactage.

Selon la Cement and Concrete Association d'Australie [5], un compacteur à plaque vibrante appropriée doit avoir une surface variant entre 0.35 et 0.50 m^2 pour couvrir environ douze pavés et doit être capable d'appliquer une force de l'ordre de 16 à 20 kN à une fréquence de 75 à 100 Hz. L'expérience démontre qu'on peut aussi utiliser des rouleaux vibrants, lisses ou à pneus (vibrants ou non) et que, dans certains cas, ils sont même préférables.

Afin d'assurer un support adéquat des pavés le long des limites de la chaussée, on peut utiliser des bordures de trottoir, des caniveaux ou des éléments structuraux conçus à cet effet. Comme il est essentiel que le confinement latéral soit adéquat, il est recommandable de prolonger les couches de fondation et de base sous toute la largeur des éléments de restriction latérale.

Tout comme pour les autres types de chaussée , la chaussée de pavés doit être munie d'un système adéquat de drainage de surface ou souterrain. Etant donné que les joints de sable se colmatent avec

des particules fines après un certain temps d'utilisation et deviennent étanches, il est généralement suffisant d'assurer le drainage des eaux de surface à l'aide d'une pente adéquate.

2.3 Théorie du comportement des chaussées de pavés

Barber et Knapton[6] ont effectué une série d'essais en vue de permettre une meilleure définition du comportement des chaussées de pavés sous charge. Les essais ont été effectués en laboratoire dans des conditions contrôlées sur une chaussée constituée de pavés rectangulaires disposés en chevron. En se basant sur les résultats de leurs expériences, ils ont défini le comportement des chaussées de pavés comme suit:

a) Lorsque la chaussée de pavés est soumise à des charges répétées, les mouvements relatifs des blocs contigus contribuent à compacter le sable des joints. La rigidité du revêtement augmente donc rapidement au début de son utilisation sous l'effet de la circulation.

b) La capacité autobloquante du patron se développe avec la déformation de la chaussée dans la mesure où elle n'entraîne pas la rupture. La chaussée est d'autant plus rigide et apte à distribuer les charges que la capacité autobloquante du revêtement est élevée.

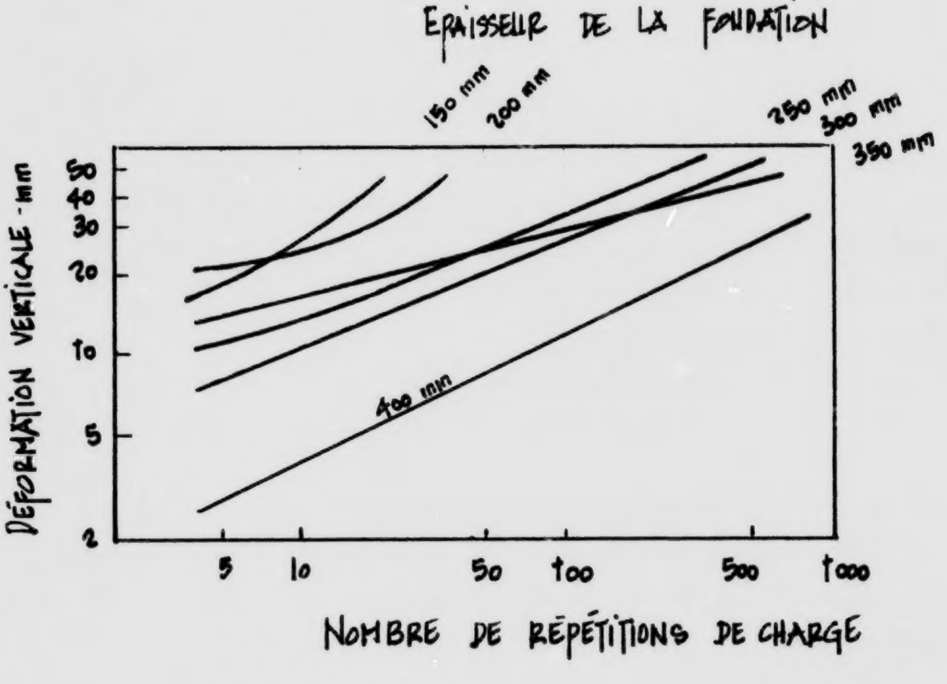
c) La loi de comportement reliant la déformation du revêtement (Y) au nombre de charges appliquées (N) à la forme suivante: $Y = A\ N^n$ où (n) est un exposant inférieur à 1 et (A) est le coefficient de proportionnalité qui dépend de l'ampleur des déformations durant les premiers cycles de chargement et qui décroît généralement avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sable de fixation.

d) Lorsque la couche de sable de fixation est peu épaisse (50 mm), une charge de 6,35 tonnes entraînera des déformations et des efforts de cisaillement aux joints jusqu'à la rupture par poinçonnement du revêtement, de la couche de fixation et de la fondation. Aux endroits où la résistance au cisaillement mobilisé dans les joints est supérieure à la résistance intrinsèque du pavé, ce dernier se rupturera en deux.

e) Lorsque la couche de fixation est épaisse (150 mm et plus), les contraintes de cisaillement dans les joints sont plus faibles et des déformations importantes se produisent. Ces déformations auront pour effet d'augmenter la capacité autobloquante des pavés de la chaussée et de produire un gonflement annulaire autour de la zone chargée. Plus la couche de sable de fixation sera épaisse, moins le gonflement annulaire sera grand. Par ailleurs, le gonflement produit un effet d'arche qui augmente la rigidité du revêtement et permet de distribuer les charges sur une plus grande surface. L'écaillement des coins de pavés près de la zone chargée indique que de fortes contraintes y prennent place. Enfin, comme l'illustre la figure 2.6, il semble exister une relation linéaire entre le logarithme des tassements observés au droit de la zone chargée et le logarithme du nombre de charges.

FIGURE 2.6

RELATION ENTRE LE NOMBRE DE CHARGEMENTS APPLIQUÉS ET LA DÉFORMATION VERTICALE



NOTE: ESSAI AVEC PLAQUE D'ACIER (ϕ = 200 mm) CAOUTCHOUTÉE (25 mm) SOUS UNE CHARGE DE 6.35 TONNES.

3. METHODES DE CONCEPTION

Il n'existe pas de méthode de conception qui soit parfaitement satisfaisante. Il y a d'une part l'expérience qui permet dans certains cas un dimensionnement empirique adéquat de la chaussée et d'autre part, des méthodes semi-analytiques inspirées du calcul des chaussées flexibles.

3.1 Méthodes empiriques

Au cours des années cinquante et soixante, le dimensionnement des chaussées de pavés consistait essentiellement à choisir dans un catalogue de dimensionnement la structure type appropriée. Ces structures types étaient inspirées de l'expérience européenne et donnaient les épaisseurs requises des couches de fixation, de fondation et de sous-fondation sans indiquer les exigences concernant la qualité des matériaux et du compactage. Shackel [7] fournit une explication de la confiance accordée à de si vagues directives en rappelant qu'en Europe, la résistance et la rigidité des matériaux de la couche de support et de la fondation varient peu. La nappe phréatique se trouve souvent en surface, les couches de support et de fondation étant saturées. Ceci facilite donc l'utilisation de tels catalogues. On trouve sur le tableau 3.1 les normes de la pratique allemande et à la figure 3.1 celles de la pratique hollandaise. On constate que les sections types allemandes permettent une plus grande latitude dans le choix des matériaux que la version hollandaise. Soulignons enfin le risque que comporte l'application intégrale des méthodes de conception de chaussées de pavés développées dans des pays possédant des particularités climatiques et une tradition propre.

TABLEAU 3.1

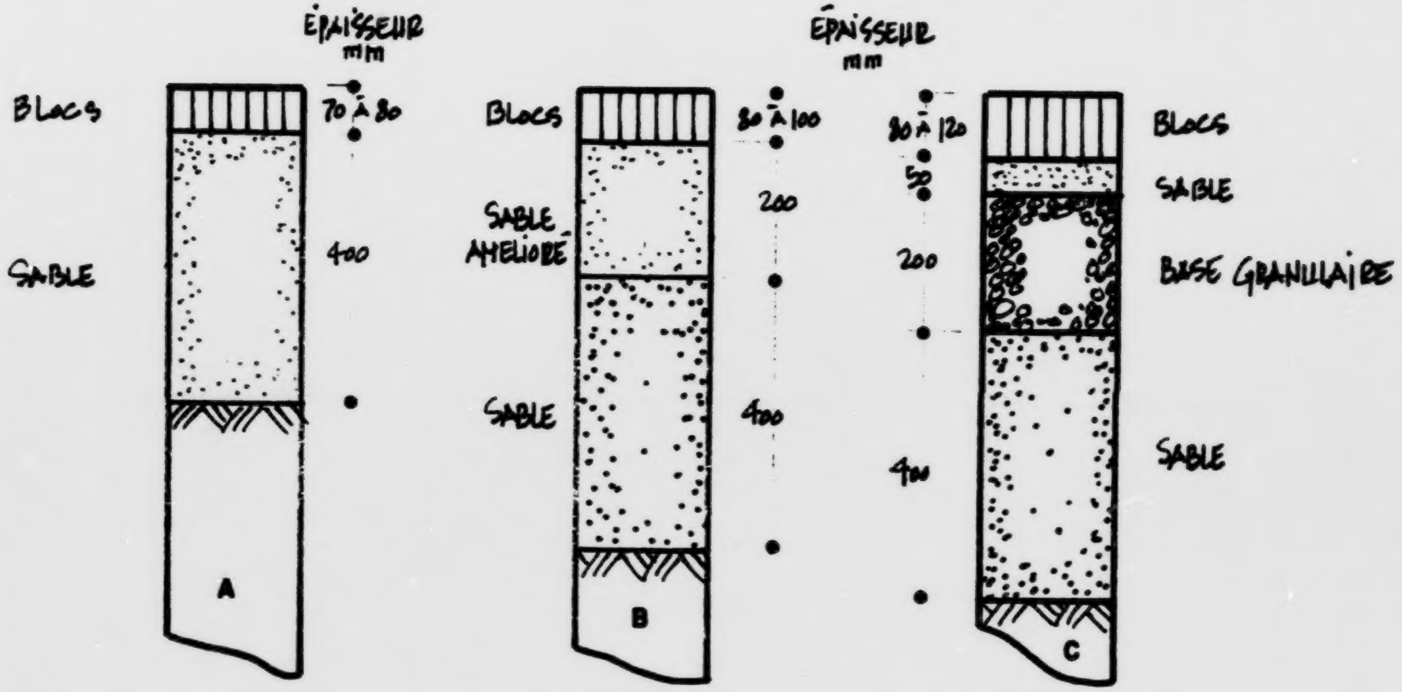
NORME DES CHAUSSÉES DE PAVÉS ALLEMANDES

NATURE DU TRAFIC	* PAVE mm	FONDATION SOLUTION ALTERNATIVE
Rues résidentielles et stationnements	60 - 80	a) 150 mm - Macadam au gravier b) 200 mm - Pierre concassée c) 250 mm - Gravier
Routes collectrices Routes industrielles Stationnement d'autobus Stationnement de camions Postes de ravitaillement	80 - 100	a) 150 mm - Béton miagre b) 100-150mm - Béton bitumineux c) 250-300mm - Gravier d) 182-220mm - Pierre concassée e) 150-180mm - Macadam
Artères Aires industrielles Aires de stationnement d'autobus	100 - 120	a) 120-180mm - Béton maigre b) 120-180mm - Béton bitumineux c) 200 mm - Pierre concassée d) 200 mm - Macadam
Trafic lourd industriel	100	a) 300-600mm - Béton maigre au gravier b) 300-600mm - Pierre concassée
Sol industriel	80	a) 300-500mm - Gravier

* Sur 30 à 50 mm de sable de fixation

** Les chaussées doivent être protégées contre l'action du gel par une couche de sous-fondation.

Fig. 3.1 NORMES DES CHAUSSÉES DE PAVÉS HOLLANDAISES, DES PAYS-BAS



A.

- Voies piétonnières
- Stationnement de voitures.
- Trafic léger

B

- Rues résidentielles
- Chaussées rurales
- Chaussées avec un nombre limité de véhicules lourds

C

- Routes
- Arrêts d'autobus
- Chaussées industrielles
- Chaussées pour véhicules lourds.

3.2 Méthodes semi-empiriques

On utilisera ici le terme "semi-empirique" afin de désigner les méthodes de conception résultant à la fois de la théorie et d'essais expérimentaux. Il existe deux tendances distinctes de conception. La première tente d'abord de définir le facteur d'équivalence entre la rigidité de la couche de roulement constituée par les pavés et le sable de fixation et celle de matériaux de revêtement routiers connus, puis de dimensionner la chaussée à l'aide de méthodes traditionnelles. La deuxième ne tient pas compte de la valeur structurale des pavés et utilise des abaques permettant de dimensionner les couches structurales de la chaussée en fonction de l'indice de portance CBR du sol.

3.2.1 Méthodes d'épaisseurs équivalentes

Cette méthode de design est utilisée en Angleterre et en Australie. En Angleterre, le facteur d'équivalence est déterminé à l'aide d'essais de chargement statiques sur les pavés et sur les matériaux considérés, tandis qu'en Australie, les facteurs d'équivalence sont basés sur la profondeur et le rayon de courbure des ornières ainsi que sur la contrainte verticale transmise au sol, déterminée à l'aide d'essais de chargement accélérés de laboratoire. Dans les deux cas, le facteur d'équivalence est défini comme étant le rapport des épaisseurs (entre la couche de matériau considérée et la couche de matériau de référence) qui produisent les mêmes effets sur la chaussée.

On trouvera au tableau 3.2a les facteurs d'équivalence des matériaux couramment utilisés en Angleterre et en Australie. Sur le tableau 3.2b, apparaissent les facteurs d'équivalence spécifiques à chacun des critères (ornières et contraintes sur le sol). Pour fins de comparaison, on donne au tableau 3.2c les facteurs d'équivalence

TABLEAU 3.2

FACTEURS D'EQUIVALENCE COURAMMENT UTILISÉS POUR LA CONCEPTION DES CHAUSSÉES DE PAVÉS

PAYS	MATERIAU	EPAISSEUR EQUIVALENCE	FACTEUR D'EQUIVALENCE
ANGLETERRE	PAVES DE 80 mm AVEC 50 mm DE SABLE DE FIXATION	80 mm	1
	"ROLLED ASPHALT"	160 mm	2
	BETON MAIGRE	225 mm	2.8
	MACADAM DENSE	170 mm	2.1
AUSTRALIE	PAVES DE 100 mm	100 mm	1
	BETON BITUMINEUX	130 mm	1.3
	GRAVIER CONCASSE	250 mm	2.5

TABLEAU 3.2 b

FACTEURS D'ÉQUIVALENCE SELON DIFFÉRENTS CRITÈRES

MATERIAU	FACTEUR D'EQUIVALENCE		
	Relatif à la profondeur des ornières	Relatif au rayon de courbure des ornières	Relatif à la contrainte produite sur le sol
PAVE DE 100 mm D'EPAISSEUR	1.0	1.0	1.0
CONCASSE DE DOLERITE	2.9	2.8	2.1
BETON BITUMINEUX	1.5	1.1	1.4

TABLEAU 3.2c

FACTEURS D'EQUIVALENCE COURAMMENT UTILISES POUR LA CONCEPTION DES CHAUSSÉES SOUPLES.

ORGANISME	MATERIAU	FACTEUR D'EQUIVALENCE
TRANSPORT CANADA	- Gravier concassé	1.0
	- Macadam à cimentation hydraulique	1.5
	- Béton bitumineux (haute qualité)	2.0
	- Pavage d'asphalte	1.5
ASPHALT INSTITUTE	- Béton bitumineux	1.0
	- Granulaire (haute qualité)	2.0
	- Granulaire (qualité faible)	2.7

suggérés par l'Asphalt Institute pour les chaussées de routes et ceux de Transport Canada pour les chaussées de pistes d'envol.

3.2.2 Méthode statistique

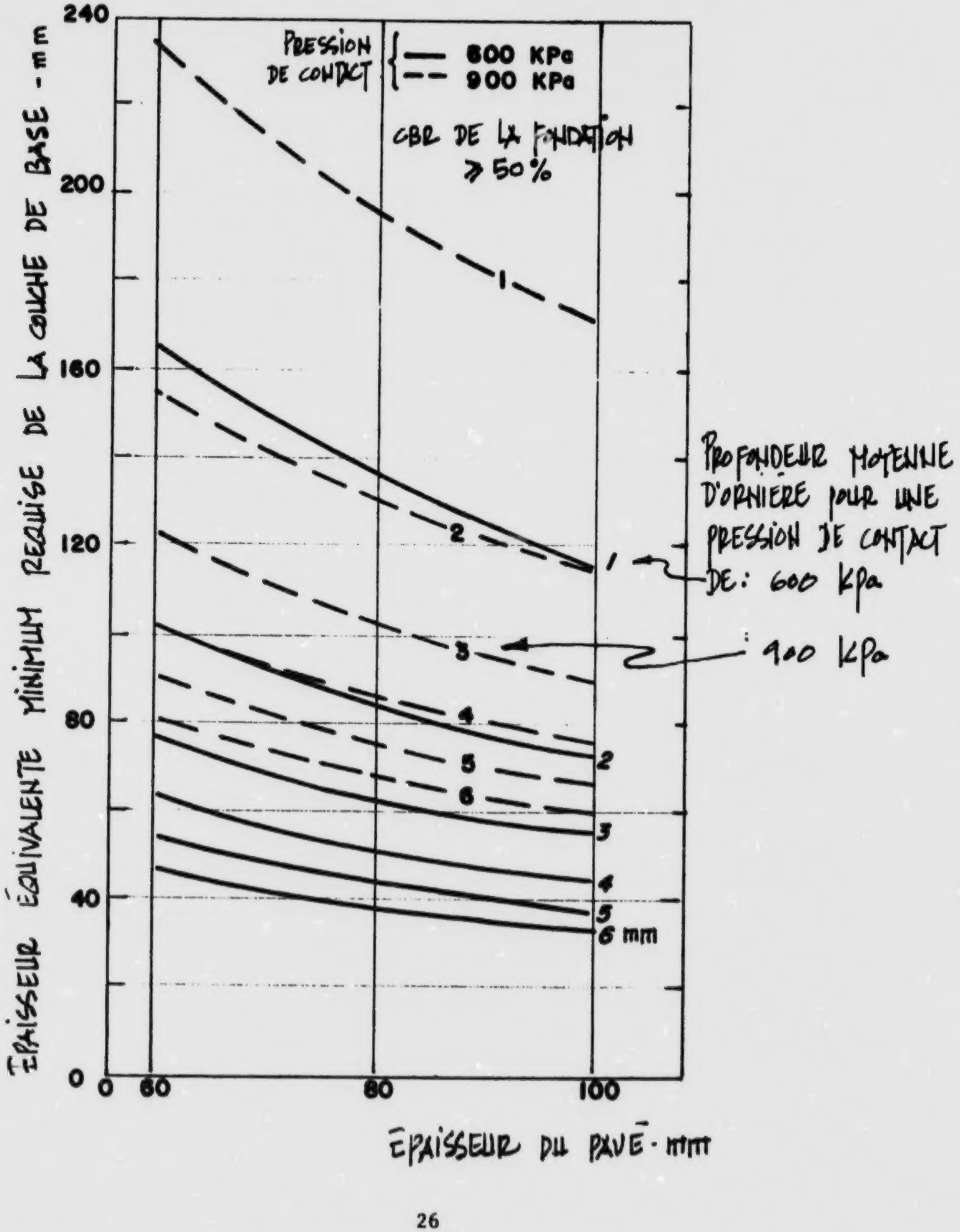
La méthode statistique suggérée par Shackel [1,3,7], est basée sur des essais de laboratoire effectués à l'Université de South Wales en Australie. Ces essais sur chaussée expérimentale permettent de reproduire les effets d'un véhicule se déplaçant à une vitesse de 14 m/min. Le mouvement des pneus étant simulé par une série de sept vérins munis de plaque de 20 cm de côté permettant d'appliquer tour à tour des pressions de contact de 600 kPa ou 900 kPa. Ces dernières ne représentant respectivement celle d'une charge sur essieu de 24 kN généralement permise sur les routes et celle des équipements de manipulation de conteneurs. Les différentes séries d'essais ont été réalisées afin de dégager l'influence des facteurs suivants:

a) Epaisseur de la couche de support
b) Epaisseur des pavés
c) Pression de contact
d) Charge totale

Les résultats d'essai ont permis à Shackel d'établir par des régressions multiples les relations qui existent entre l'épaisseur minimale requise de la couche de support et les facteurs suivants: indice de portance CBR, la profondeur et le rayon de courbure des dépressions, la contrainte transmise au sol de fondation, et l'épaisseur des pavés. Les équations obtenues sont de type polynominal logarithmique. Avec ces résultats, Shackel a produit trois abaques qui permettent de calculer l'épaisseur minimale de la couche de support nécessaire pour différentes épaisseurs de pavés en fonction respectivement des critères de profondeur d'ornière (figure 3.2) de

FIGURE 3.2

ABAQUE PERMETTANT DE DÉTERMINER L'ÉPAISSEUR MINIMALE DE LA COUCHE DE SUPPORT POUR DIFFÉRENTES ÉPAISSEURS DE PAVÉS SELON LA PROFONDEUR D'ORNIÈRE



rayon de courbure des ornières (figure 3.3) et de contrainte admissible sur le sol (figure 3.4). Lorsque la portance CBR des matériaux de la fondation est inférieure à 50 %, il faut corriger l'épaisseur de la fondation en la multipliant par un facteur de correction. A cette fin, Shackel propose d'utiliser l'abaque de la figure 3.5. Notons qu'aucune correction n'est apportée lorsque l'indice de portance CBR du sol est supérieur à 50 %, car au delà de cette portance l'épaisseur requise de la couche de fondation est peu influencée par l'augmentation de l'indice de portance CBR.

Pour utiliser les abaques de Shackel il est donc nécessaire de choisir le critère approprié du comportement de la chaussée. Comme il peut être quelquefois difficile de choisir les critères appropriés, Shackel propose une série de critères représentés au tableau 3.3. Ceux-ci sont, selon l'auteur, conservateurs et permettent une conception de la chaussée propre à une utilisation normale sous trois types d'application. En appliquant ces critères à la méthode précédemment décrite, il est possible d'en tirer des abaques qui permettent de dimensionner la couche de support à partir de l'indice de portance CBR de la couche de fondation. Ces abaques sont présentés aux figures 3.6 à 3.8. Soulignons que cette méthode suppose implicitement que la chaussée est constituée d'une couche de fondation de pierre concassée de bonne qualité adéquatement compactée d'une couche de sable de fixation de 30 mm d'épaisseur après compactage et d'un pavé. On remarquera que cette méthode ne tient pas compte du nombre d'applications de charges axiales comme dans le cas des chaussées flexibles. Car selon Shackel, les pavés ont tendance à se bloquer, à se rigidifier et à se stabiliser après une courte période d'utilisation.

FIGURE 3.3

ABAQUE PERMETTANT DE DÉTERMINER L'ÉPAISSEUR MINIMALE DE LA COUCHE DE SUPPORT POUR DIFFÉRENTES ÉPAISSEURS DE PAVÉS SELON LE RAYON DE COURBURE.

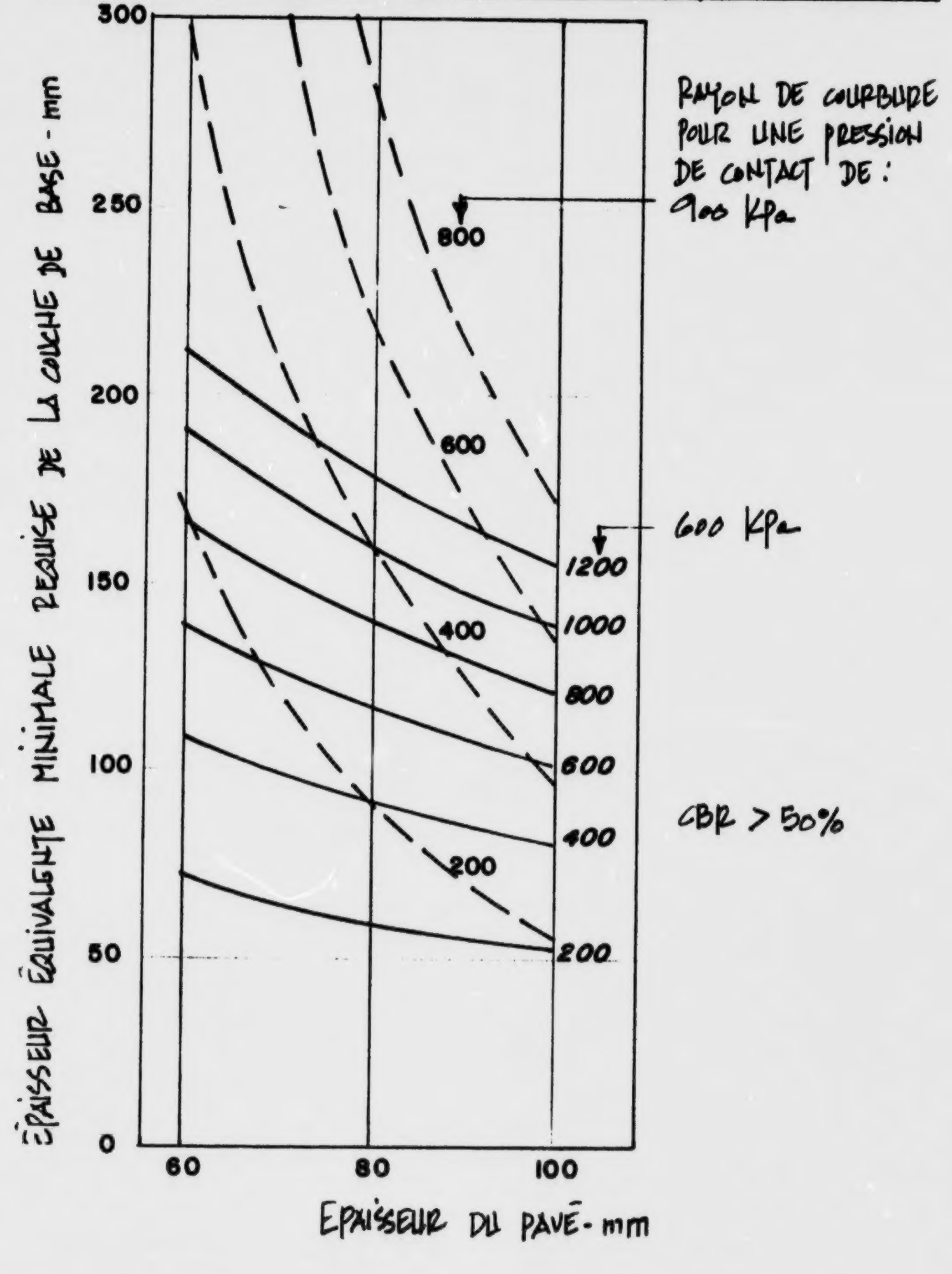


FIGURE 3.4

ABAQUE PERMETTANT DE DÉTERMINER L'ÉPAISSEUR MINIMALE DE LA COUCHE DE SUPPORT POUR DIFFÉRENTES ÉPAISSEURS DE PAVÉS SELON LA CONTRAINTE ADMISSIBLE SUR LE SOL.

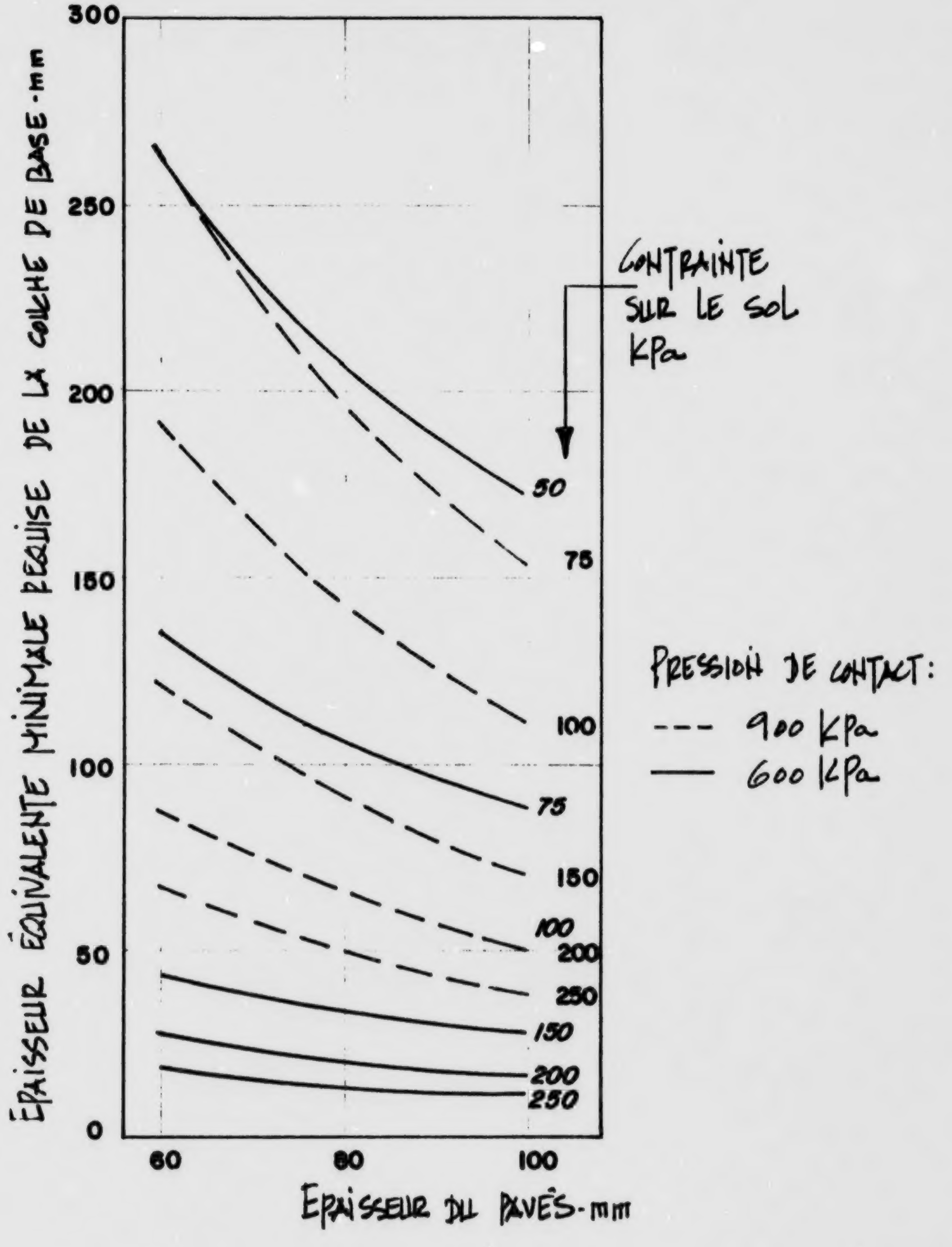


FIGURE 3.5

FACTEUR DE CORRECTION

SELON L'INDICE DE PORTANCE DU SOL.

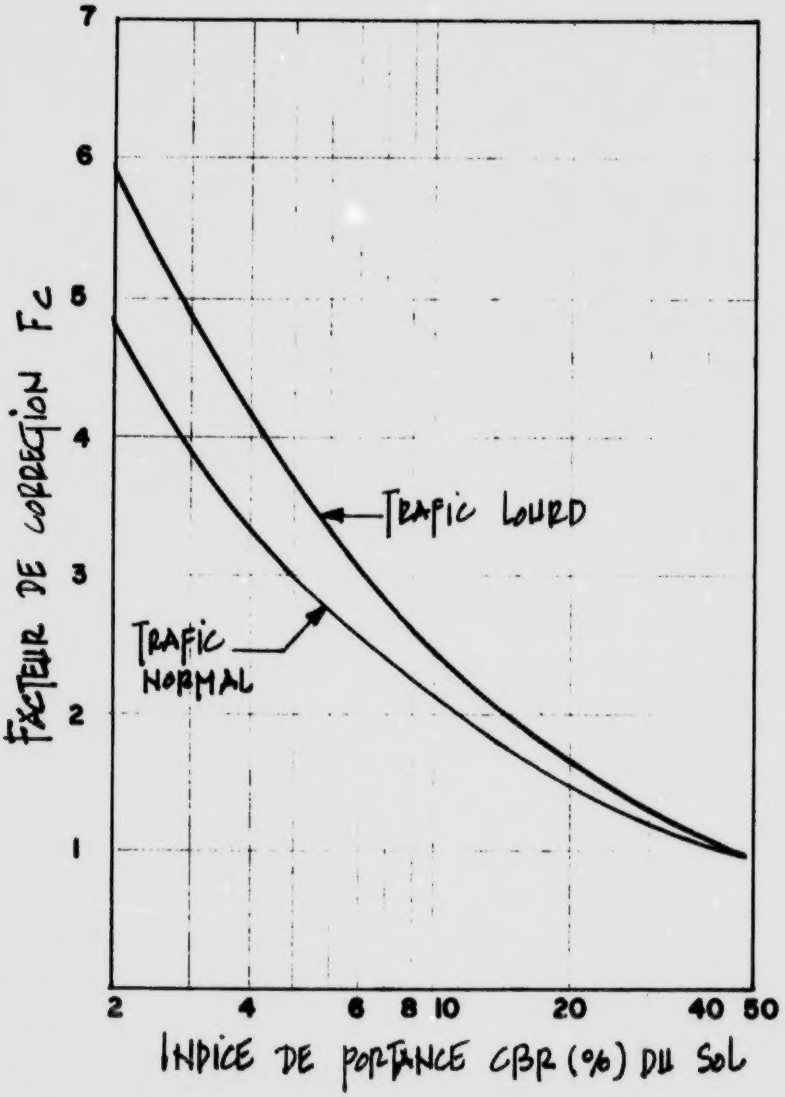


TABLEAU 3.3

CRITÈRES DE COMPORTEMENT DES CHAUSSÉES DE PAVÉS

(SELON SHACKEL [7])

NATURE DE LA CIRCULATION	CHAUSSEE	CRITERE DE COMPORTEMENT		
		PROFONDEUR DES ORNIERES mm - MAX	RAPPORT DU RAYON DE COURBURE-MIN	PRESSION
LEGERE	RUE RESIDENTIELLE	6.0	100	600
LOURDE	ARTERE	3.0	200	600
LOURDE	INDUSTRIEL	3.0	100	900

FIGURE 3.6

ABAQUE PERMETTANT DE DÉTERMINER L'ÉPAISSEUR REQUISE DE LA FONDATION DANS LE CAS D'UNE CIRCULATION LÉGÈRE.

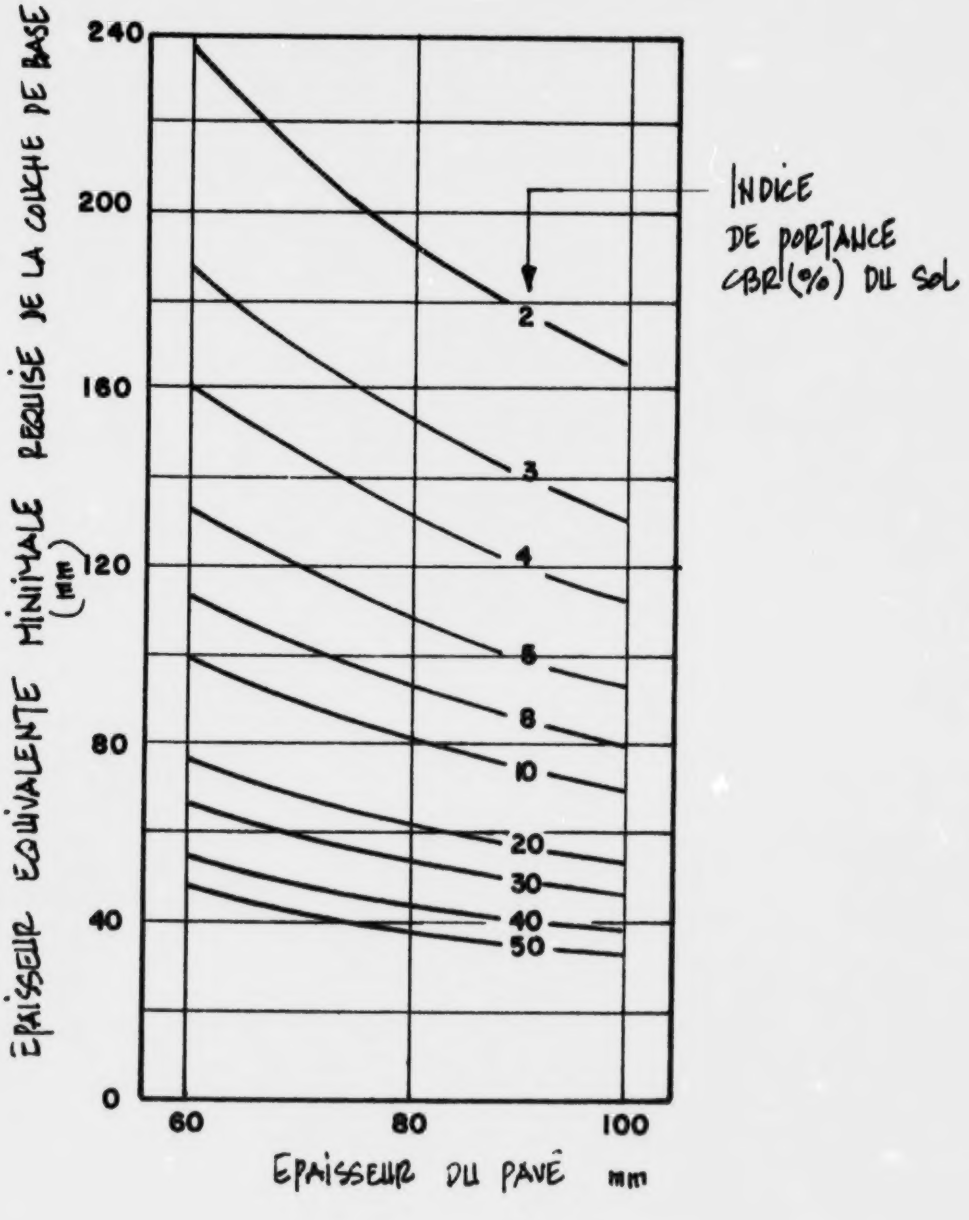


FIGURE 3.7

ABAQUE PERMETTANT DE DÉTERMINER L'ÉPAISSEUR REQUISE DE LA FONDATION D'UNE CHAUSSÉE POUR CIRCULATION LOURDE

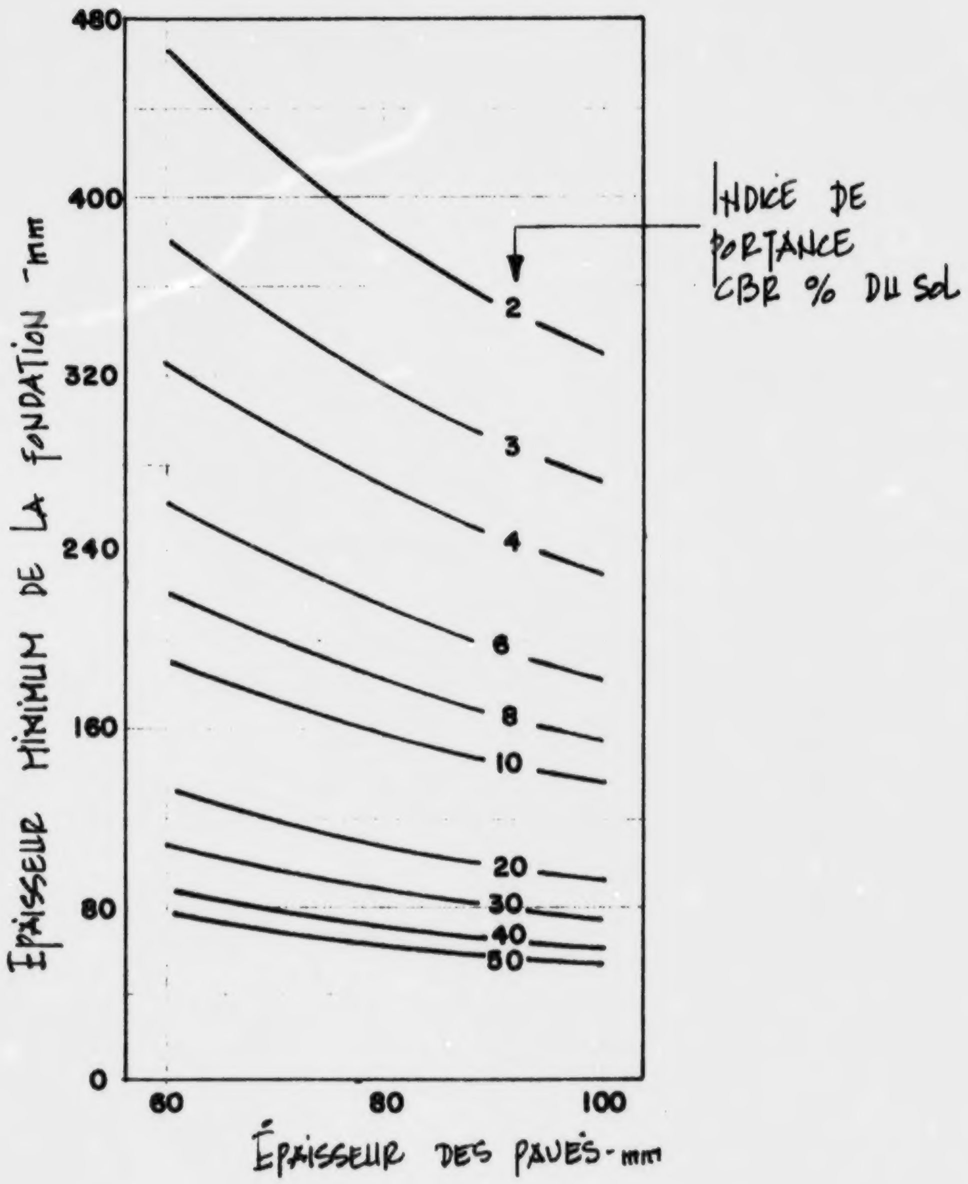
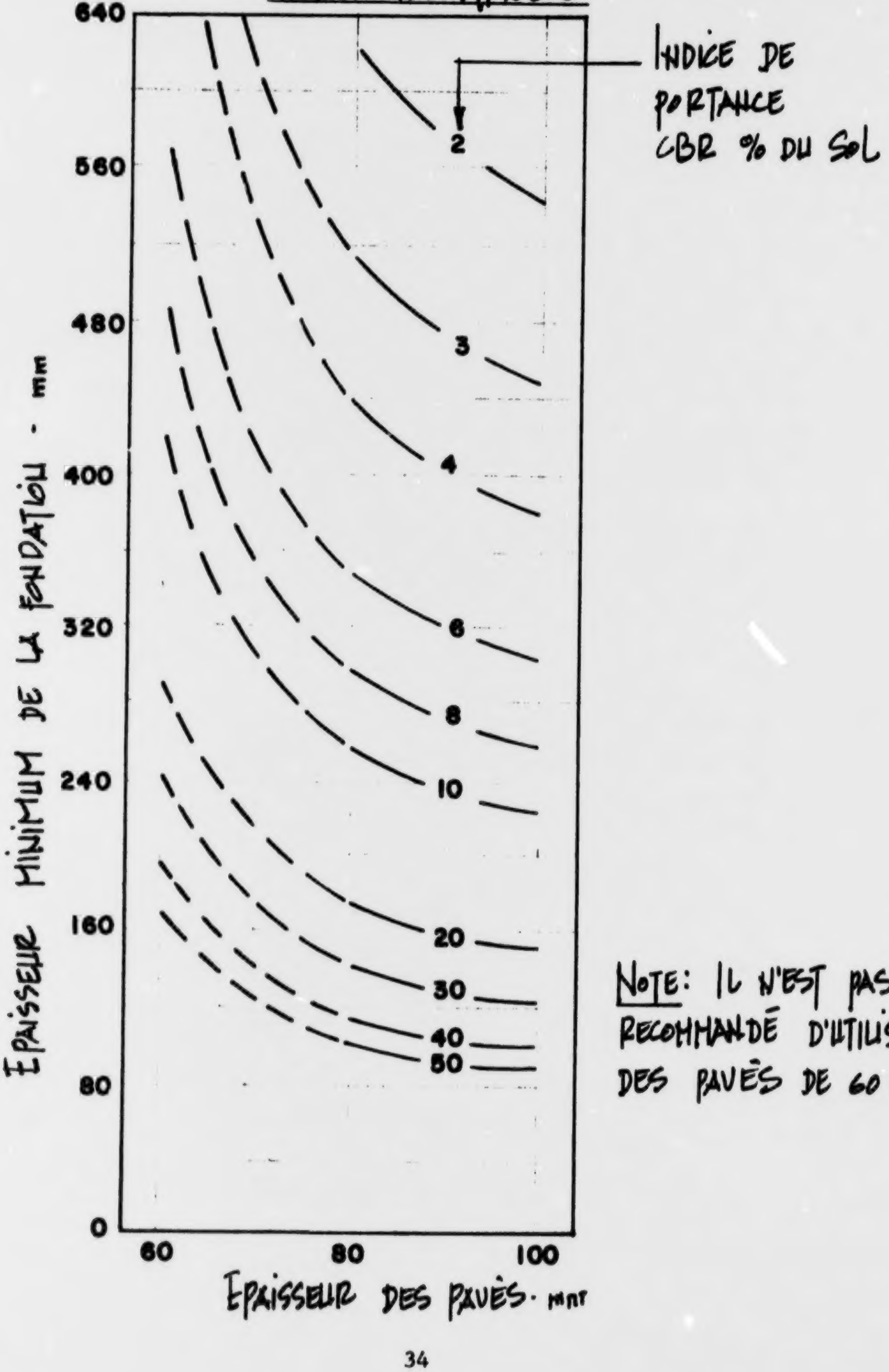


FIGURE 3.8

ABAQUE PERMETTANT DE DÉTERMINER L'ÉPAISSEUR REQUISE DE LA FONDATION D'UNE CHAUSSÉE POUR UNE CIRCULATION LOURDE INDUSTRIELLE



NOTE: IL N'EST PAS RECOMMANDÉ D'UTILISER DES PAVÉS DE 60 mm

3.2.3 Méthode adaptée PCA pour les chaussées de pavés avec base en sol-ciment

La méthode de dimensionnement des chaussées en sol-ciment proposée par l'Association de ciment Portland [8] a été adaptée par la British and Concrete Association pour la conception des chaussées de pavés. L'adaptation a consisté à considérer un facteur d'équivalence de 2,25 (voir le tableau 3.2a) entre le sol-ciment et le pavé quelle que soit son épaisseur. Cette méthode est valable pour des charges axiales variant entre 9 et 45 tonnes et pour des indices de portance CBR du sol allant de 2 à 25 %.

La méthode PCA a également été adaptée par Tait 9 en Nouvelle-Zélande à la différence près que le facteur d'équivalence utilisé est de moitié soit 1,1.

Les informations suivantes sont indispensables dans l'application de la méthode de dimensionnement des chaussées de sol-ciment:

1) Résistance du sol ou de la combinaison sol et sous-fondation.

2) Données relatives aux charges de véhicules devant circuler ainsi que sur la chaussée.

Toutefois, l'information relative à la résistance du sol-ciment n'est pas absolument nécessaire. En effet, des recherches effectuées par l'USCE ont démontré que le rayon de courbure de la chaussée en sol-ciment sous la charge ultime dépend de la déformation ultime en flexion et est à toute fin pratique constant quelle que soit la nature du granulaire utilisé. On a aussi démontré que l'utilisation du rayon de courbure pour la conception était préférable à celle de la résistance à la compression ou de toute autre valeur de

résistance qui varie avec la nature du mélange.

3.2.3.1 Détermination de la portance du sol de fondation

La portance du sol est définie par le module de réaction de Westergar[illegible] déterminée par des essais de plaque. Le module de réaction est le quotient de la charge unitaire appliquée sur une plaque de 30 cm de diamètre par la déformation du sol sous-jacent qui en résulte. Il peut aussi être défini comme étant le quotient de la charge appliquée sur la plaque par le volume du sol déplacé. Lorsqu'il n'est pas possible d'effectuer des essais de plaque, on peut, comme le suggère l'Association du ciment Portland, utiliser la figure 3.9 pour évaluer le module de réaction. Par ailleurs, si la couche de sol-ciment repose sur une couche de matériau granulaire non traité, on peut évaluer le module de réaction global de matériau granulaire et du sol à l'aide du tableau 3.4.

3.2.3.2 Charges du matériau roulant

Les quatre paramètres suivants permettent de tenir compte des effets de la circulation sur la chaussée:

1) La charge maximum sur roue
2) La surface de contact des pneus avec la surface de la chaussée
3) L'espacement des roues jumelées
4) Le nombre d'application des charges

C'est habituellement le véhicule le plus lourd qui influence le dimensionnement de la chaussée. Cependant si la fréquence d'autres types de véhicules presqu'aussi lourds est prédominante, on doit vérifier l'influence de ces véhicules sur le

dimensionnement. La charge sur roue est généralement prise à la moitié de la charge maximum à l'essieu. La surface de contact des pneus, est définie comme étant la surface d'empreinte du pneu; elle est donc indépendante du motif de la chape du pneu. On peut aussi, dans l'impossibilité de mesurer l'empreinte, l'évaluer par calcul en divisant la charge sur roue par la pression de gonflement des pneus. On peut aussi tenir compte de l'influence de l'ensemble des roues jumelées ou en tandeur en déterminant la charge sur roue simple équivalente par calcul ou à l'aide d'abaques (figures 3.10)

3.2.3.3 Détermination de l'épaisseur requise de la couche sol-ciment

L'épaisseur requise de la couche de sol-ciment sans revêtement de pavés peut être déterminée à l'aide de l'abaque de la figure 3.11 ou par calcul à l'aide de la formule suivante:

$$fh = N^{1/40} * \frac{P}{a} * \frac{8.76277}{K^{0.3}}$$

ou

$$fh = (2.1\,h - 1)^{2}/h^{1.5}$$

et

h : épaisseur de la couche de sol-ciment L

k : module de réaction du sol F/L^{3}

N : nombre d'applications de charges

E : module d'élasticité (lb/po^{2}) F/L^{2}

a : surface de contact des pneus L^{2}

P = charge sur roue F

Il faut souligner que l'abaque de la figure 3.11 a été établi en considérant un module d'élasticité de l'ordre de 400,000 à 500,000 lb/po^{2} pour le sol-ciment. Pour tenir compte de la capacité structurale des pavés de 100 mm d'épaisseur, on soustrait de l'épais-

FIGURE 3.9

RAPPORTS ENTRE LA CLASSIFICATION DES SOLS LES INDICES PORTANTS CALIFORNIENS ET LES VALEURS DE K

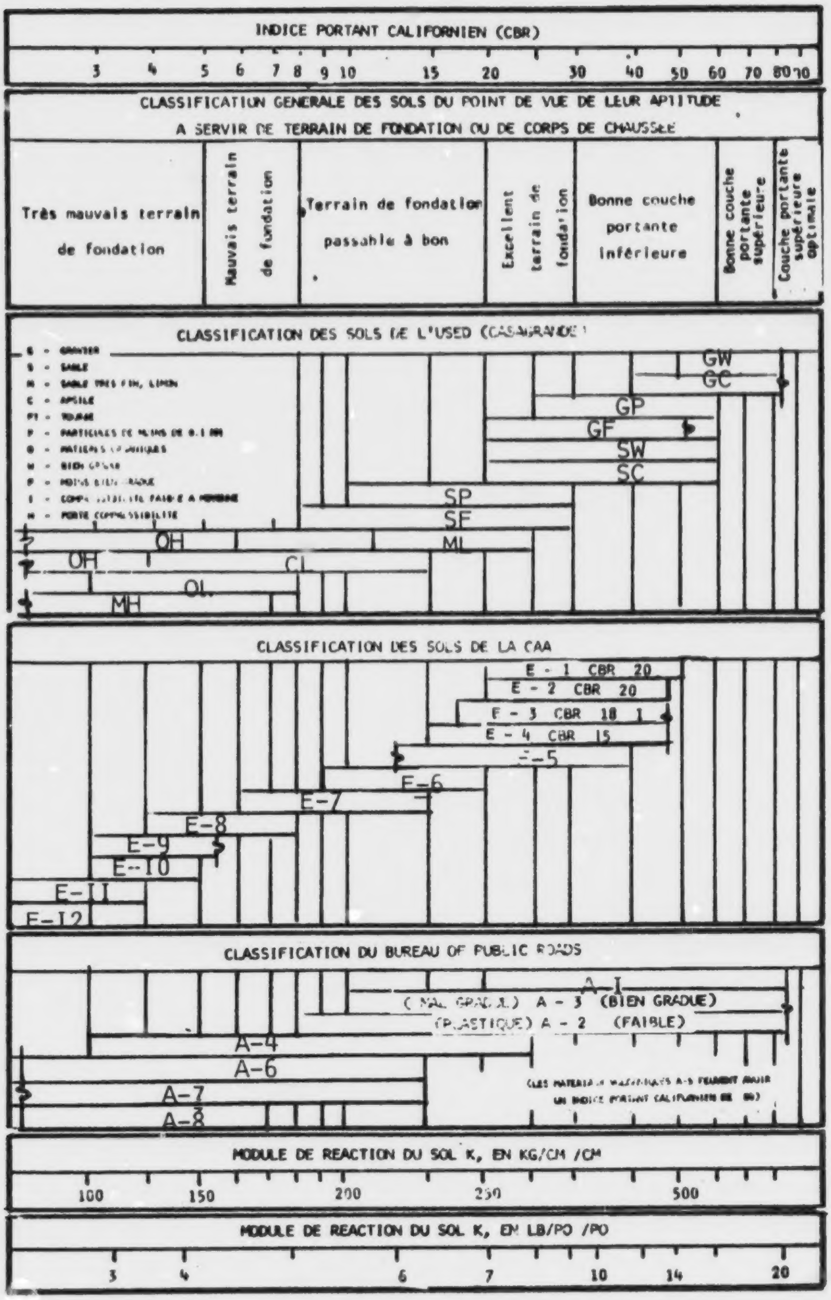


TABLEAU EXTRAIT DE "DESIGN OF CONCRETE AIRPORT PAVEMENT"
(CALCUL DE CHAUSSEE D'AEROPORT EN BETON) PORTLAND CEMENT ASSOCIATION

N.B. TOUS CES RAPPORTS SONT TRES APPROXIMATIFS. LES VALEURS REELLES DE CBR, K, ETC. NE PEUVENT ETRE ETABLIES QUE PAR DES ESSAIS.

TABLEAU 3.4a

EFFET D'UNE COUCHE DE MATERIAL NON-TRAITÉ SUR LE MODULE DE RÉACTION DU SOL K.

VALEUR K SUR L'INFRASTRUCTURE		K MESURE SUR LA COUCHE DE MATERIAU NON TRAITE							
		10 CM/6 PO		15 CM/6 PO		22.5 CM/9 PO		30 CM/12 PO	
LB/PO³	Kg/CM³	LB/PO³	Kg/CM³	LB/PO³	Kg/CM³	LB/PO³	Kg/CM³	LB/PO³	Kg/CM³
50	1.38	65	1.79	75	2.07	85	2.35	110	3.04
100	2.77	130	3.59	140	3.87	160	4.42	190	5.26
200	5.54	220	6.09	230	6.36	270	7.47	320	8.85
300	8.30	320	8.85	330	9.13	370	10.24	430	11.90

TABLEAU 3.4b

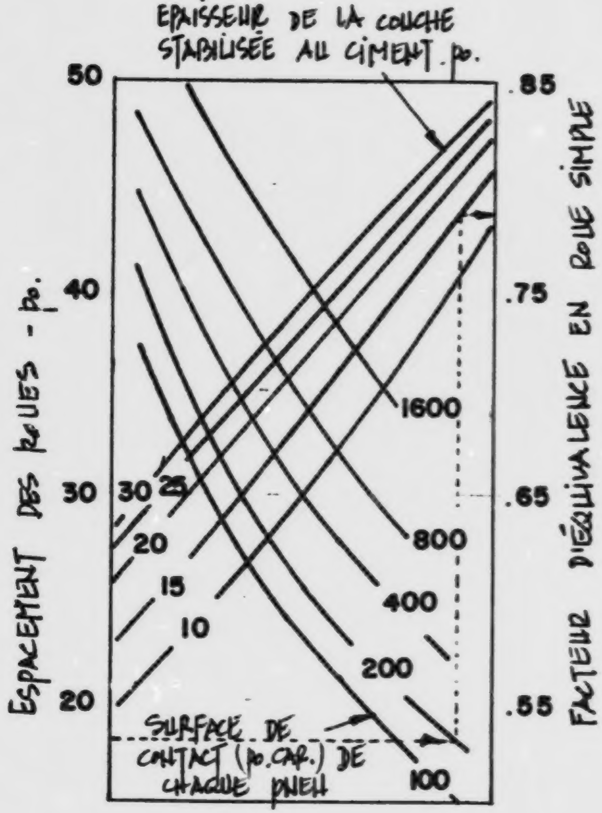
EFFET D'UNE COUCHE DE MATÉRIAU TRAITÉ AU CIMENT SUR LE MODULE DE RÉACTION D'UN SOL

EPAISSEUR DE LA COUCHE DE MATERIAU TRAITE		K MESURE SUR LA COUCHE DE MATERIAU TRAITE	
PO	CM	LB/PO³	Kg/CM³
4	10.0	300	8.30
5	12.5	450	12.45
6	15.0	550	15.22
7	17.5	600	16.60

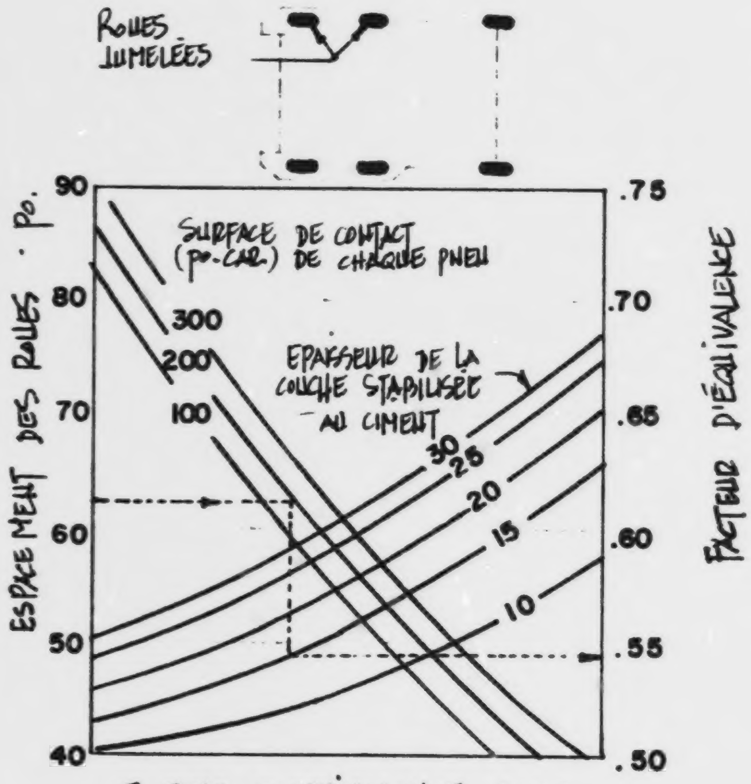
K : 100 LB/PO³

FIGURE 3.10

ABAQUE PERMETTANT DE TRADUIRE UNE CHARGE SUR ROUES DOUBLES OU JUMELÉES EN CHARGE SUR ROUE SIMPLE EQUIVALENTE



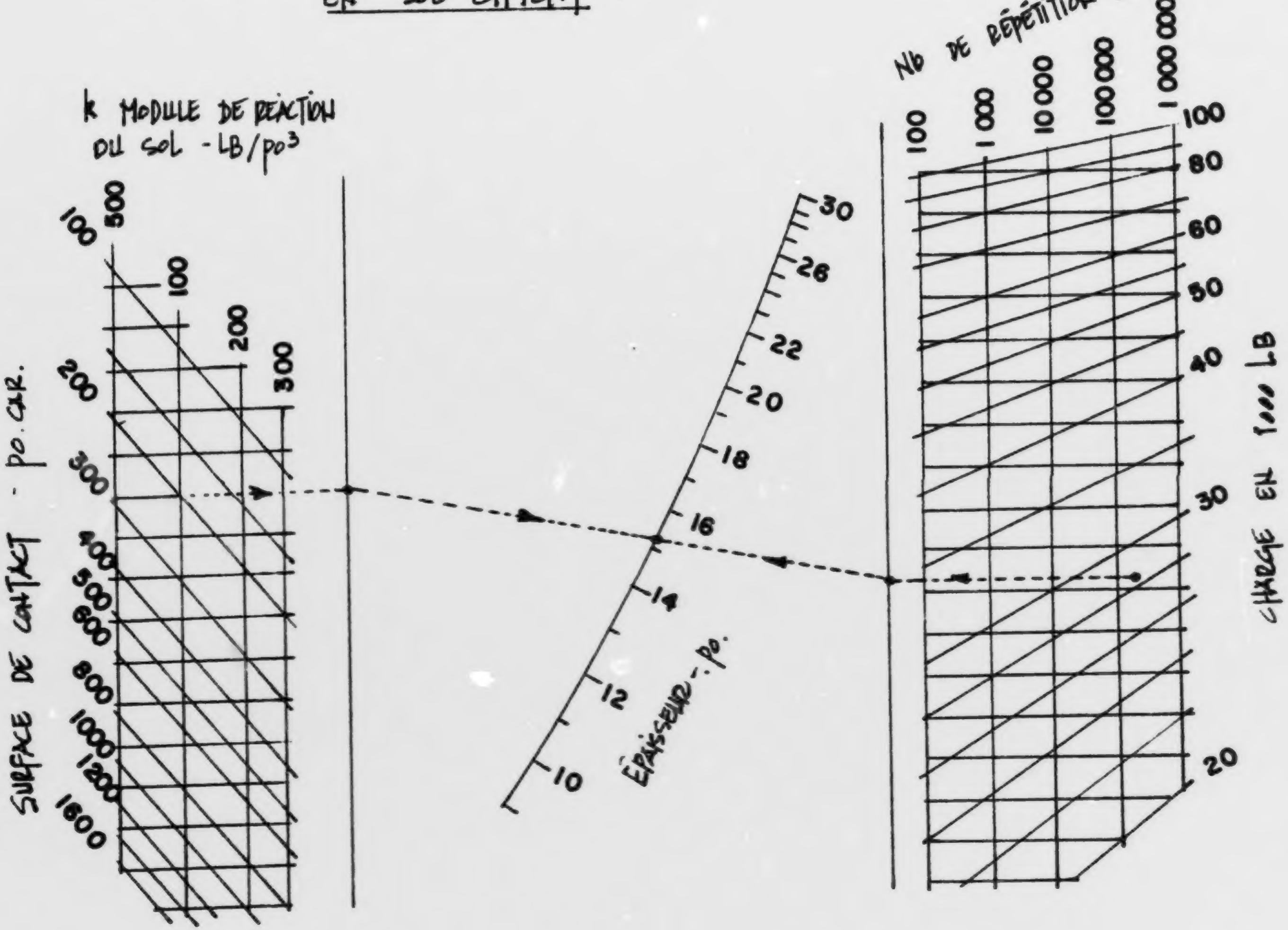
FACTEUR D'EQUIVALENCE POUR UNE ROUE DOUBLE



FACTEUR D'EQUIVALENCE POUR DES ROUES JUMELÉES

FIGURE 3.11

ABAQUE DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES EN SOL-CIMENT



seur de la couche de sol-ciment, une épaisseur équivalente de 225 mm ou de 110 mm de sol-ciment selon qu'on utilise la méthode anglaise ou la méthode néo-zélandaise.

3.3 Méthode semi-analytique

La méthode proposée par Barber et Knapton [11] est basée sur l'analyse de la chaussée par un modèle numérique multicouche élastique développé par Ullidtz et Peattie[12]. Plusieurs centaines de structures de chaussée ont été analysées, ce qui a permis de construire des abaques de design. L'épaisseur requise des chaussées a été déterminée en considérant deux critères de rupture:

1) La rupture ou fissuration par fatigue du matériau de la couche de base.

2) La déformation verticale progressive du sol de la plate-forme.

Les paramètres utilisés afin de quantifier ces critères sont, d'une part, la déformation radiale en traction à la base de la couche de fondation stabilisée au ciment hydraulique et d'autre part, la déformation verticale en compression à la surface du sol de fondation. Les abaques de dimensionnement sont présentés à la figure 3.12 et ne sont valables que pour des chaussées constituées d'une couche de roulement en pavés de 80 mm, d'une couche de fondation stabilisée au ciment hydraulique et d'une sous-fondation en matériau granulaire. On trouve sur la figure 3.12, trois séries d'abaques pour des valeurs spécifiques d'indices de portance CBR de 5, 10 et 20 %. Pour utiliser les abaques, il est nécessaire d'évaluer le coefficient d'élasticité du matériau stabilisé au ciment de la couche de fondation ainsi que sa résistance en compression ou en flexion, et de connaître la charge de la circulation. A titre indicatif, on présente au tableau 4.3 les

propriétés mécaniques de quelques matériaux de fondation. Ce tableau peut s'avérer utile, à défaut d'essais en laboratoire.

La chaussée peut être dimensionnée en suivant les étapes données ci-après:

1) Déterminer les charges devant circuler sur la chaussée et leur influence moyenne sur la dégradation de la chaussée. Il est à noter que dans les aménagements portuaires, ces charges sont exprimées en Pawl (Port Area Weel Load), un Pawl étant une charge unitaire de 12 tonnes ayant un facteur d'endommagement égal à l'unité.

2) Déterminer pour chaque véhicule le nombre de passages anticipés (N_1, N_2, ... N_n) durant la vie anticipée de la chaussée.

3) Déterminer le nombre de charges unitaires (Pawl) auxquelles sera soumise la chaussée durant sa vie anticipée (NPawl). Pour ce faire, on multiplie le nombre de passages de chaque type de véhicule par son facteur de dégradation moyen, puis on calcule la somme des dégradations qui seront causées par l'ensemble des véhicules ($NPawl = \varepsilon^n N_i \times P_{moy}$).

4) Déterminer la durée de vie de la chaussée (DV), c'est-à-dire le nombre équivalent de passages causant la dégradation anticipée lors du design. Pour ce faire, on divise NPawl par la charge causant la dégradation anticipée lors du design (Pd):

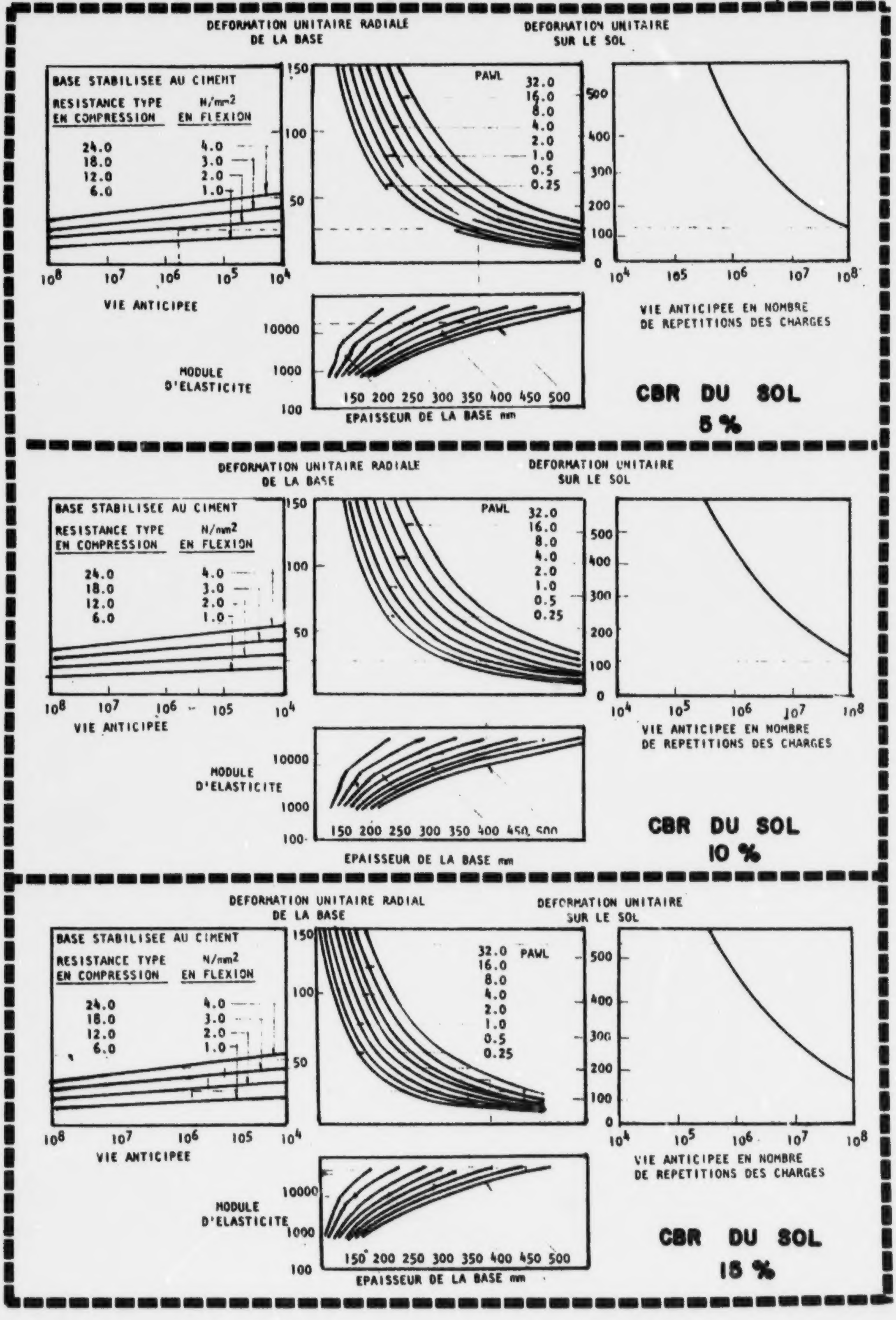
   $DV = NPawl/Pd$

5) Déterminer, à l'aide des abaques la figure 3.12, l'épaisseur requise de la couche de sol-ciment. Pour résister au nombre de répétitions de charge anticipée. L'épaisseur requise dépend du module d'élasticité de la résistance du sol-ciment

et a pour but de limiter selon le cas la déformation verticale à la surface du sol ou la déformation radicale dans la couche de sol-ciment.

FIGURE 3.12

ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT SELON BARBER & KNAPTON (1980)



4 REALISATION DES CHAUSSEES D'ESSAI ET EVALUATION DURANT LA CONSTRUCTION

L'étape expérimentale du programme comporte la réalisation, le suivi de l'évolution structurale et l'étude du comportement des cinq sections de chaussée soumises à des conditions identiques de chargement par les véhicules en opération et par l'entreposage de containers. Les chaussées diffèrent par la nature des matériaux composants et par les épaisseurs des diverses couches.

Le but de ce chapitre est de décrire les caractéristiques des chaussées d'essai et de faire état de l'évolution structurale des chaussées avec l'augmentation de l'épaisseur de la structure durant la construction. Le chapitre est divisé en quatre parties:

a) Description des chaussées d'essai;

b) Caractéristiques des matériaux utilisés;

c) Méthode d'évaluation de la capacité structurale durant la construction;

d) Influence de diverses couches sur la capacité structurale.

4.1 Description des chaussées d'essai

Cinq chaussées d'essai ont été construite au Terminal Racine du Port de Montréal. La configuration et les dimensions des chaussées d'essai sont illustrées sur la figure 4.1.

Les structures et la composition des chaussées sont présentées sur la figure 4.2. La plate-forme, identique et commune à toutes

les chaussées, est constituée du sol de dragage recouvert par environ 1 m de remblai de rebut de pierre concassée mélangée avec le sol de dragage sous l'effet du compactage dynamique. Les chaussées ont été dimensionnées selon les méthodes de dimensionnement des chaussées flexibles (méthode PCA) selon le cas. Voici une description sommaire de chaque design.

SECTION A

Elle comporte à partir de la plate-forme une couche de sous-fondation granulaire de pierre concassée 0-75 mm (0-2½") ayant 780 mm d'épaisseur, une couche de base en pierre concassée 0-20 mm (0-¾") épaisse de 200 mm, une couche de 30 mm de sable de fixation et un revêtement de pavés de 100 mm.

SECTION B

Cette section est semblable à la section A par l'épaisseur des couches et la nature des matériaux à l'exception de l'épaisseur de la couche de pierre concassée qui est de 220 mm au lieu de 200 mm et de l'épaisseur des pavés qui est de 80 mm au lieu de 100 mm.

SECTION C

Une couche de mélange bitumineux de 160 mm d'épaisseur sert de revêtement à la couche de base de pierre concassée 0-20 mm (0-¾") de 170 mm d'épaisseur reposant sur une sous-fondation en pierre concassée 0-75 mm (0-2½") épaisse de 780 mm.

Figure 4.1
Configuration et dimensions des chaussées d'essai

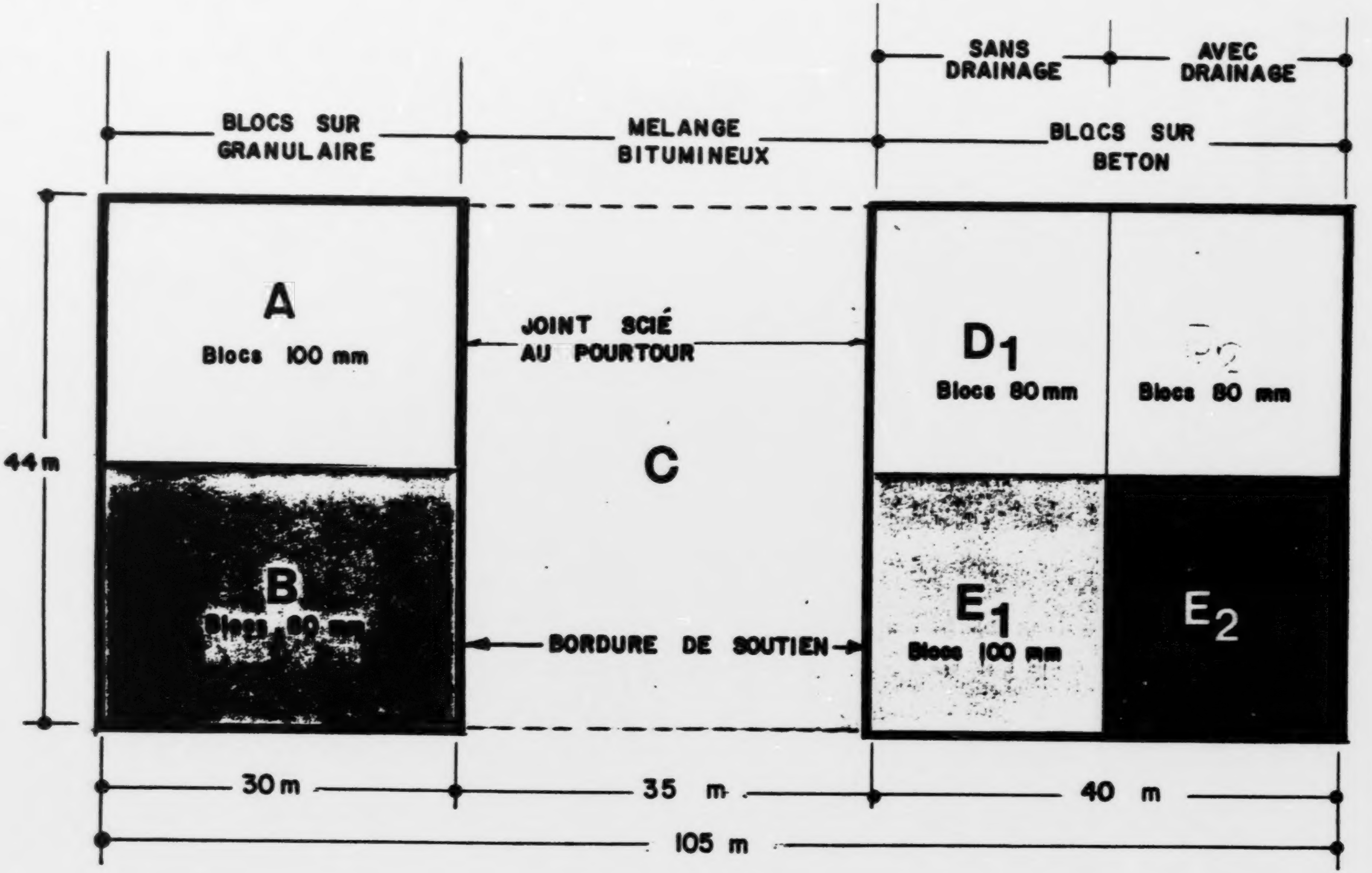


FIGURE 4.2

STRUCTURE ET COMPOSITION DES CHAUSSÉES D'ESSAI

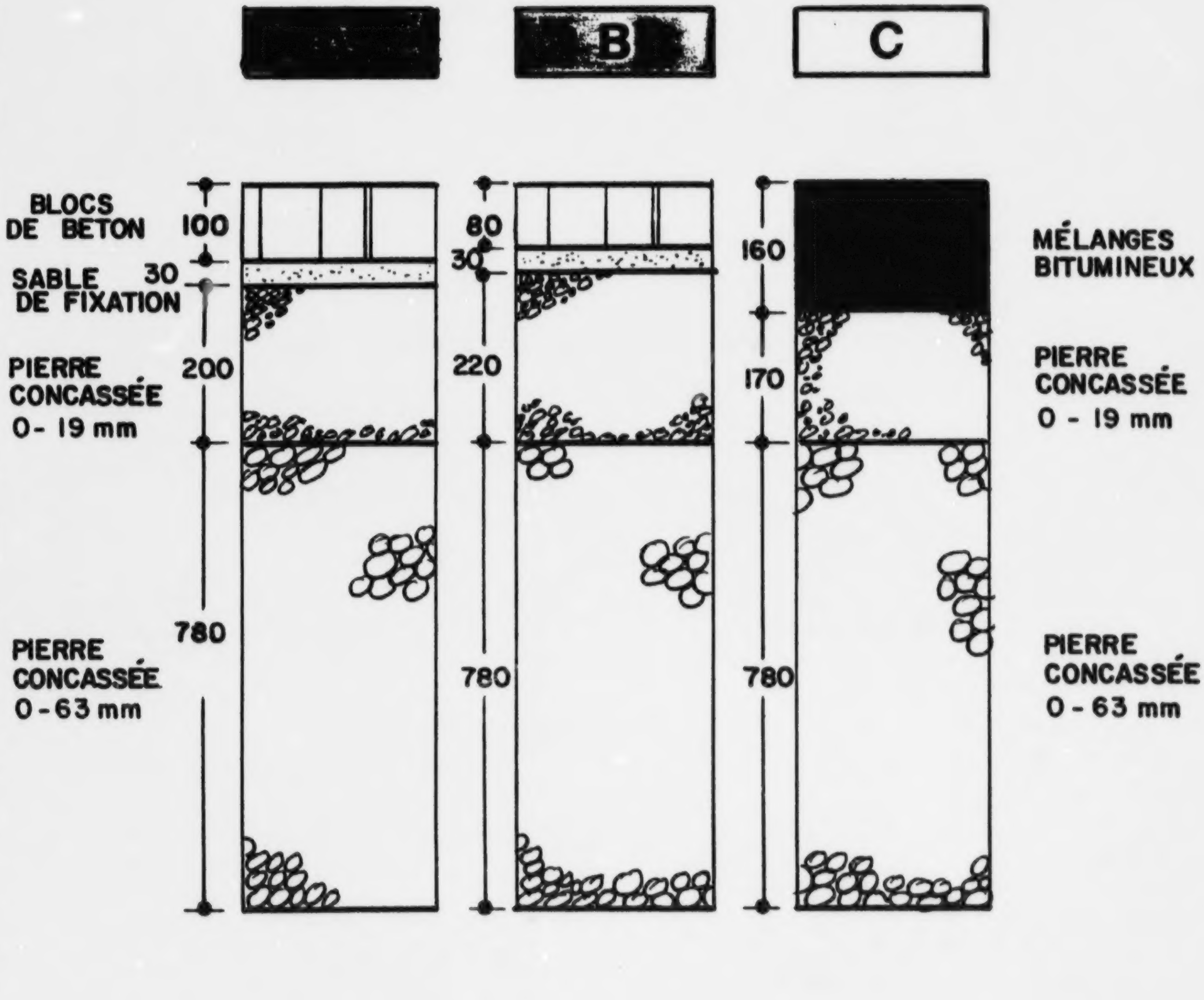
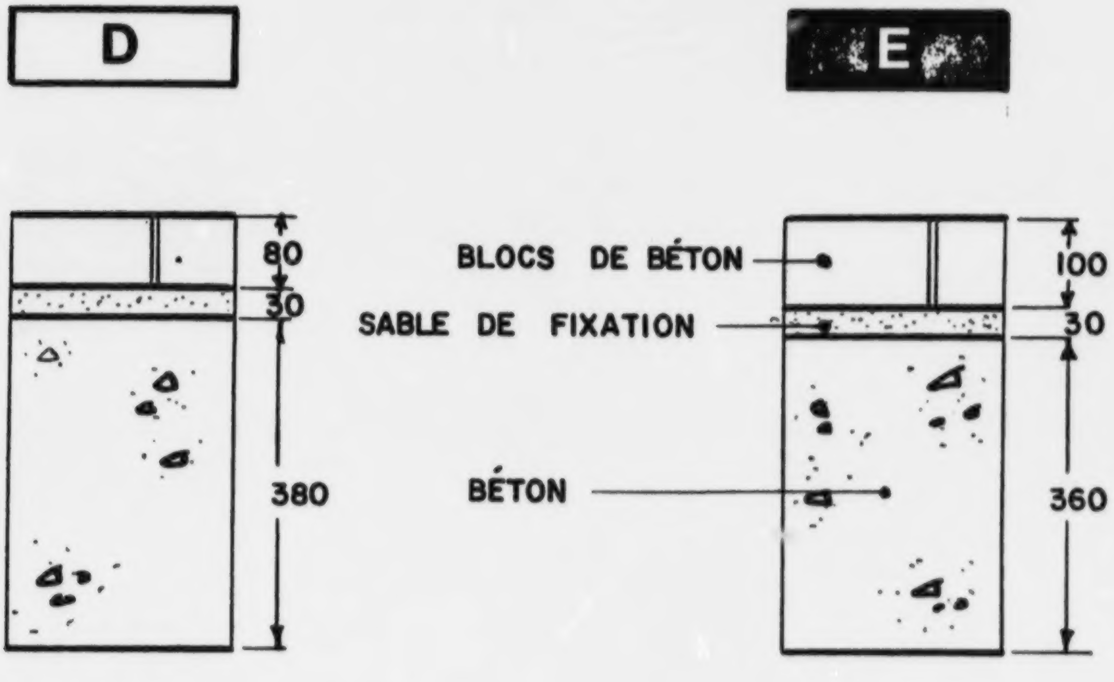


FIGURE 4.2 (SUITE)

STRUCTURE ET COMPOSITION DES CHAUSSÉES D'ESSAI



SECTION D

Elle est constituée d'une sous-fondation de pierre concassée 0-75 mm (0-2½"), d'une base de "béton pact", d'une couche de sable de fixation et d'une couche de pavé ayant les épaisseurs respectives de 620 mm, 380 mm, 30 mm et 80 mm.

SECTION E

La chaussée E est semblable à la chaussée D avec des épaisseurs respectives de 620 mm, 360 mm, 30 mm et 100 mm pour les couches de sous-fondation, de "béton pact", de sable de fixation et de pavé.

Les caractéristiques descriptives et mécaniques de tous les matériaux utilisés dans la construction des chaussées d'essai sont résumées ci-après.

4.2 Caractéristiques des matériaux utilisés

4.2.1 Utilisation des matériaux dans les sections d'essai

Le tableau 4.1 présente les compositions qualitatives des cinq chaussées avec les divers matériaux utilisés dans la construction. On peut voir que les chaussées A et B d'une part, puis D et E, d'autre part, possèdent la même constitution.

4.2.2 Caractéristiques des matériaux

Des caractéristiques descriptives et mécaniques de tous les matériaux utilisés dans la construction sont évaluées à l'aide d'essais standards et les résultats d'évaluation sont fournis ci-après.

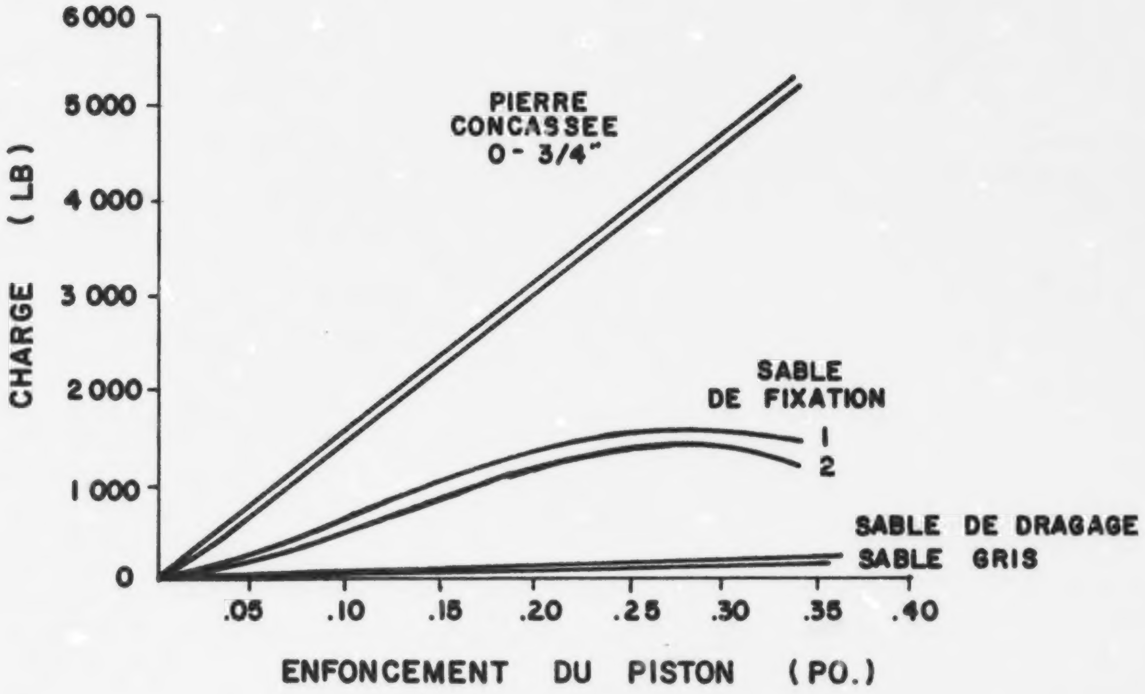
TABLEAU 4.1

UTILISATION DES MATÉRIAUX DANS LES CHAUSSÉES D'ESSAI

Section	Pavé	Sable de fixation	Revêtement bitumineux	Béton compact	Pierre concassée	
					0-20 mm	0-75 mm
A	X	X	-	-	X	X
B	X	X	-	-	X	X
C	-	-	X	-	X	X
D	X	X	-	X	-	-
E	X	X	-	X	-	-

FIGURE 4.3

PORTANCE CBR DES MATÉRIAUX DE LA CHAUSSÉE D'ESSAI DU TERMINAL RACINE



Les matériaux granulaires sont décrits et évalués par l'essai granulométrique, les essais de densité Proctor standard ou modifié et l'essai de portance CBR. La composition ou formule du mélange ainsi que les essais de résistance à la composition, de densité et d'affaissement ont servi à caractériser les bétons de ciment. Pour le béton bitumineux, l'essai Marshall a été utilisé pour le dosage et le contrôle.

4.2.2.1 Caractéristioues du sable de draaage

a) Analyse granulométrique

Tamis	1	2	3
8	99	99	99
16	99	98	98
30	98	97	96
50	90	88	84
100	46	49	42
200	13,6	15,3	13,1

b) Essai Proctor standard (ASTM D 698, méthode D)

Poids unitaire (lb/pi^3)	115,3
Teneur en eau optimum (%)	11,0

c) Portance CBR (voir la figure 4.3)

Surcharge (lb)	15,0
Poids unitaire (lb/pi^3)	106,1 et 107,2
Teneur en eau (%)	
. avant l'essai	11,0
. après l'essai	15,9 et 16,3
Gonflement (%)	0
Portance CBR (%)	1,8 et 2,0
Module dynamique estimé (lb/po^2)	2700 et 3000

4.2.2.2 Caractéristiques de la pierre de la couche de sous-fondation (0-75 mm)

a) Analyse granulométrique

Tamis	4/8	18/9	18/9*	24/9	30/9	30/9*	30/9	30/9*	7/10	9/10*	spéci.
3	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2	99	98	100	95	100	98	98	98	100	100	82-100
1	72	50	67	57	56	63	66	71	64	76	50-80
3/4	53	40	59	47	46	57	57	58	52	65	-
4	28	13	27	17	22	27	21	23	23	35	25-50
16	14	5	13	9	13	15	9	10	8	22	11-30
50	9	4	8	6	8	9	6	5	4	16	4-18
200	7,8	3,0	5,9	4,1	6,4	6,5	4,7	2,0	1,8	13,0	2-8
	T	T	C	C	C	C	C	E	E	C	L L

(Date de l'essai)

Note:

Signification des symboles

T : témoin
C : contrôle
E : évaluation
L : limites des spécifications

b) Densité Proctor modifiée (témoin)

Densité maximum (lb/pi^3)---------------------------------- 143,5
Teneur en eau optimum (%) ------------------------------- 4,6
Poids spécifique --------------------------------------- 2,63

4.2.2.3 Caractéristiques de la pierre concassée de la base (0-20 mm)

a) Analyse granulométrique

Date de l'essai

Tamis	21/7	24/8	18/9	30/9	30/9*	13/10	15/10*	21/10	21/10*	22/10	22/10	devis
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
3/4	98	94	98	98	98	98	97	97	97	98	97	100
1/2	88	74	74	80	79	81	77	76	78	72	75	68-93
4	59	45	41	45	45	45	46	42	43	33	45	35-60
8	40	31	24	28	31	30	33	27	30	21	29	-
16	27	21	15	18	21	20	24	16	19	14	19	19-38
50	15	12	9	10	12	11	13	8	9	7	11	9-17
200	9,8	7,8	6,6	7,6	9,0	8,0	9,7	3,8	4,7	3,6	7,9	2-8
T	T	C	C	C	C	C	C	E	E	E	C	L-L

* Après compactage

b) Proctor modifié méthode D

Densité maximum: 142.0 et 142.5* lb/pi³(labo)-------------- 139,0
Teneur en eau optimum: 4.8 et 5.4* % (labo)---------------- 7,0
Poids spécifique -- 2,69

c) Source d'approvisionnement: Carrière Lafarge

d) Portance CBR (voir la figure 4.3)

Surcharge (lbs) -- 15
Densité (lb/pi³)
avant : ---------------------------------- 139,9 et 139,1
après : ---------------------------------- 139,9 et 138,0

Teneur en eau (%)

avant:	7.0 et 7.0
après:	5.9 et 5.6
Gonflement (po) :	0.01
Portance CBR(%) :	47.4 et 70.9
Module dynamique estimé (lb/po²):	71100 et 106350

4.2.2.4 Caractéristiques du béton de la bordure

a) Résistance (MPa)

7 jours:	29.5, 29.3
28 jours:	35,8, 36,1, 34,6, 35,4

		Echantillon	Devis
b)	Affaissement:	90mm (90)	80 ± 20 mm
c)	Air (%):	6.6mm (6.5)	4 à 7 %

4.2.2.5 Caractéristiques du "béton pact"

a) Formule du mélange

Ciment type 10	(lbs)	500
Sable à béton	(lbs)	1440
Pierre (¼)	(lbs)	605
Pierre (½)	(lbs)	1010
Pierre (¾)	(lbs)	405
Eau	(lbs)	170
Total	(lb/vg³)	4130
Darex	(once)	4
Affaissement	(mm)	5
Poids unitaire	(lb/pi³)	153

b) Caractéristiques

	Nombre	Moyenne	Ecart type
Résistance à la compression (MPa)	4	38,4	33,8-42,3
Poids unitaire(lb/pi³)	25	149,9	1,6
Teneur en eau (%)	25	4,9	0,2
Degré de compactage (%)	25	98,9	1,1

4.2.2.6 Caractéristiques du sable de fixation

a) Granulométrie

Tamis	ouverture	1	2	3
3/4	19,0 mm	100	100	100
4	4,75 mm	95	96	96
8	2,36 mm	92	92	93
16	1,18 mm	86	84	86
30	600 µm	61	57	60
50	300 µm	24	20	23
100	150 µm	1,5	1,8	1,9

b) Densité Proctor (ASTM D 698 méthode D) 5,5 ± & 56 coups

Poids unitaire (lb/pi³)	114,8
Teneur en eau optimum (%)	12,7

c) Portance CBR

Surcharge (lbs)	15,0
Poids unitaire (lb/pi³)	114,1 et 114,6
Teneur en eau avant (%)	12,5
après (%)	12,9
Gonflement (%)	0
Portance CBR (%)	25,9 et 20,5
Module dynamique estimé (psi)	38850 et 30750

4.2.2.7 Caractéristiques des mélanges bitumineux

a) Analyse granulométrique

Tamis	type de mélange MB-1	MB-2	MB-4
25,00 mm	99,0		
19,00 mm	87,0	100,0	100,0
12,50 mm	66,0	92,0	92,0
9,50 mm	53,0	75,0	82,0
4,75 mm	39,0	45,0	65,0
2,36 mm	33,0	37,0	56,0
1,18 mm	28,0	32,0	50,0
600,00 µm	22,0	25,0	40,0
300,00 µm	12,0	14,0	20,0
150,00 µm	6,0	6,0	8,0
75,00 µm	3,0	2,9	3,5

b) Caractéristiques

	MB-1	MB-2	MB-4
Teneur en bitume (%)	4,0	4,95	5,0
Teneur en vides (%)	5,0	3,10	3,7
Vides dans le granulat (%)	14,8	15,30	15,6
Stabilité (MPa)	11,4	11,50	9,2
Fluage (mm)	3,5	3,30	2,5
Epaisseur (mm)	51,9	78,90	48,3
Degré de compactage (%)	94,7	96,90	91,6

c) Degré de compactage des couches

	Essais	Moyenne	Ecart type
Couche de fondation (MB-1)	12,0	91,7	1,08
Couche lieuse (MB-2)	12,0	92,2	1,77
Couche de surface	12,0	92,7	1,27

4.3 Evaluation structurale durant la construction

La structure de la chaussée a été évaluée à divers stades de la construction, au niveau des différentes couches. Les caractéristiques structurales évaluées sont les modules d'élasticité et d'autres paramètres pertinents déterminés à l'aide de l'essai de déflexion dynamique "Dynaflect".

4.3.1 Description de l'essai "Dynaflect"

L'appareil consiste en une petite remorque à deux roues contenant un générateur dynamique de force qui applique une impulsion sinusoïdale verticale à la structure étudiée par l'intermédiaire des roues rigides de 40 cm de diamètre dont l'écartement est de 51 cm. La force dynamique de 4450 N (1000 lbs) appliquée à une fréquence constante de 8 Hz s'ajoute au poids statique de 7120 N (1600 lbs) de l'appareil.

On mesure la déflexion maximale S_1 entre les roues et en quatre points alignés à des intervalles de 30.5 cm (12"), soient S_2, S_3, S_4 et S_5 avec des senseurs capteurs de vitesse (géophones), comme l'illustre la figure 4.4. Ces mesures donnent le profil du bassin de déflexion (voir figure 4.5) et permettent de déterminer les paramètres indicateurs de l'état de la chaussée que sont les modules élastiques de différentes couches, la déflexion maximale et des indices caractérisant la courbure du bassin de déflexion SCI et BCI et la capacité d'étalement de charge de la chaussée SI. La signification de chacun de ces paramètres et leurs techniques d'estimation sont données ci-après.

FIGURE 4.4

CHARGEMENT ET POINTS DE MESURE DE DEFLEXION POUR L'ESSAI DYNAFLECT

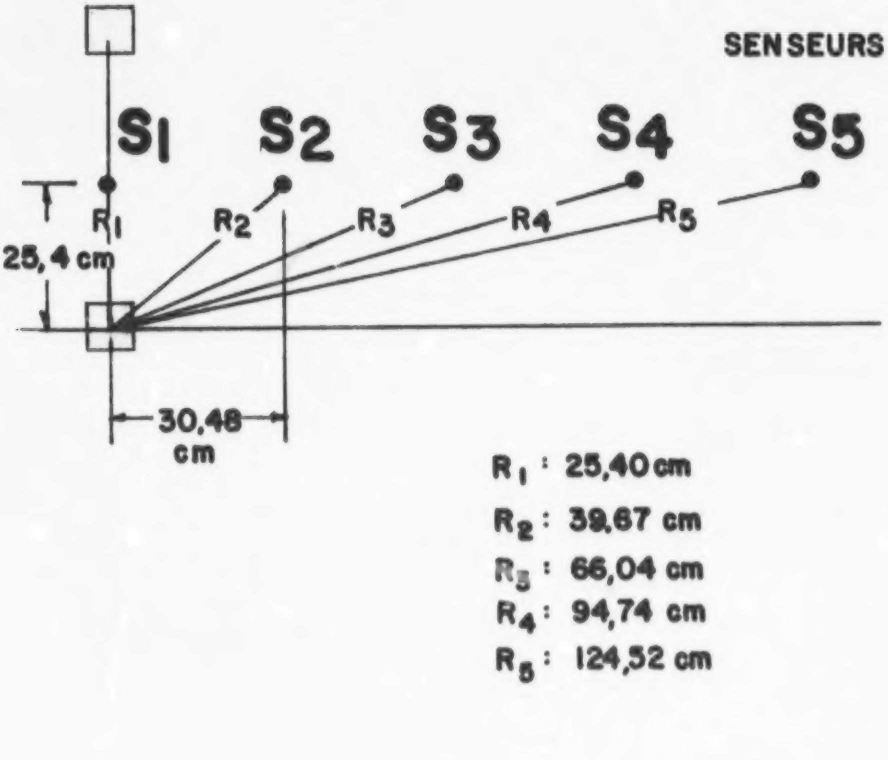
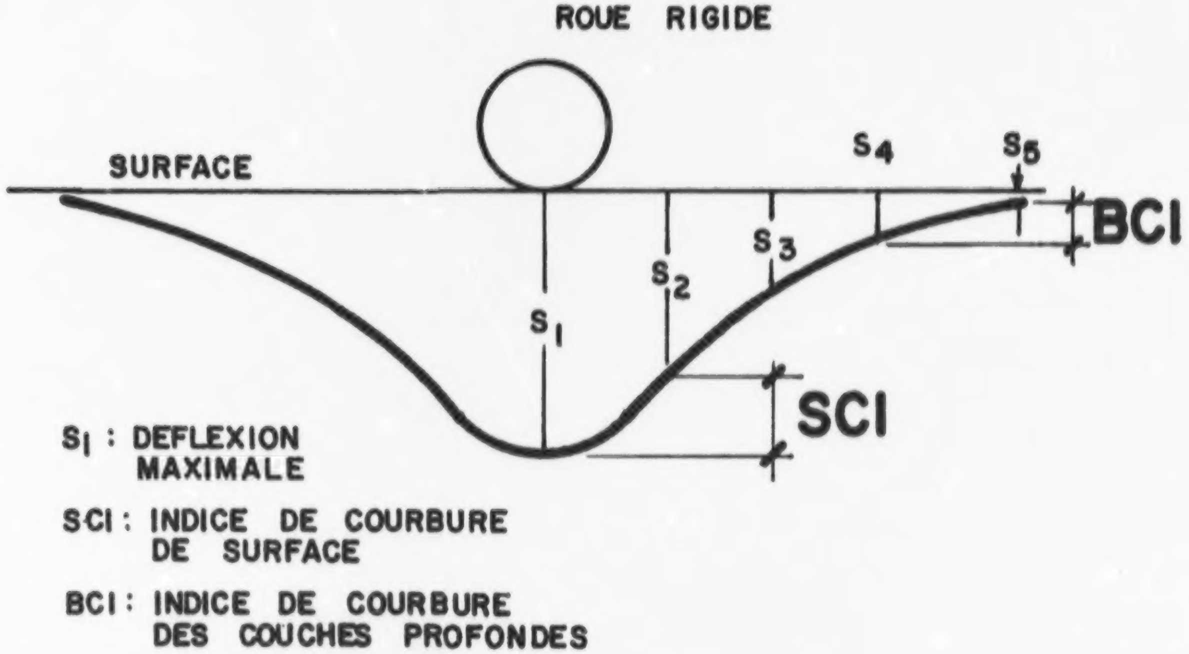


FIGURE 4.5
BASSIN DE DÉFLEXION SOUS CHARGEMENT DE L'APPAREIL DYNAFLECT



4.3.2 Signification des paramètres déterminés à l'aide de l'essai "Dynaflect"

4.3.2.1 Modules élastiques des couches de matériaux

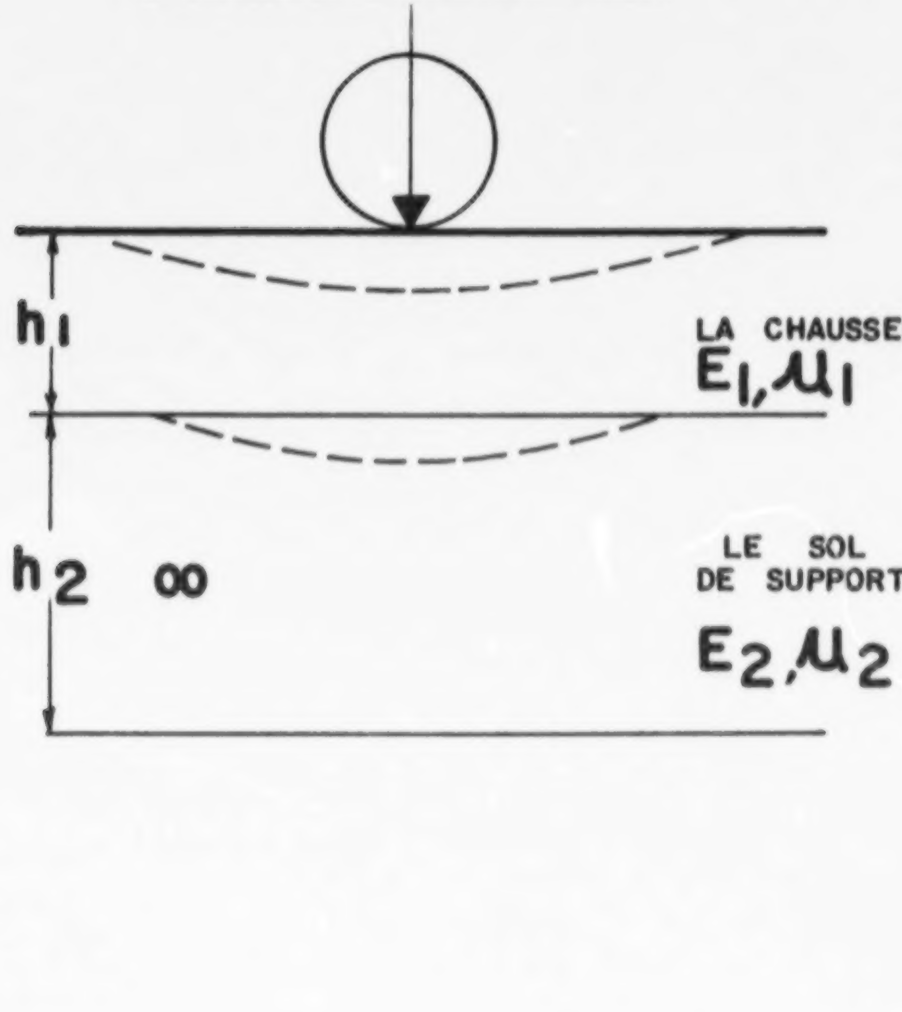
Les modules élastiques des différentes couches de la chaussée sont les caractéristiques les plus importantes nécessitées par les méthodes rationnelles d'analyse structurale des chaussées. Ils sont utilisés conjointement avec les coefficients de Poisson des matériaux afin de déterminer les épaisseurs requises des différentes couches pour répondre adéquatement au besoin de service de la chaussée durant sa vie anticipée.

La méthode de calcul utilisée pour la détermination des modules élastiques est celle proposée par le "Texas Highway Departement". A l'intérieur du système structural de la chaussée on distingue, comme l'illustre la figure 4.6, la chaussée d'épaisseur h_1(élément 1) et la plate-forme de support d'épaisseur semi-indéfinie (élément 2). Considérant le chargement imprimé à la structure par les roues de l'appareil Dynaflect, les paramètres en jeu sont (voir figures 4.4, 4.5 et 4.6):

- P : 4450 N (1000 lbs) charge verticale agissant en un point à la surface du système bi-couche
- h_1 : épaisseur de la chaussée;
- E_1 : module d'élasticité de la chaussée
- E_2 : module d'élasticité de la couche inférieure de support;
- S_i : déflexion en un point i à l'intérieur du bassin de déflexion;
- r_i : distance du point de chargement au point de mesure de S_i: on a $r_1 = 25,40$ cm; $r_2 = 39,67$ cm; $r_3 = 66,04$ cm; $r_4 = 94,74$ cm et $r_5 = 124,53$ cm
- μ_1 et μ_2: coefficients de Poisson des couches 1 et 2.

FIGURE 4.6

SYSTÈME BI-COUCHE POUR LE CALCUL DES MODULES ÉLASTIQUES DE LA CHAUSSÉE ET DU SOL.



La déflexion S produite à la surface d'un système bi-couche élastique à une distance horizontale r de la charge actrice P est exprimée par Burmister au moyen de l'équation:

$$\frac{4 \pi E_1}{3P} Sr = \int_{x=0}^{x=\infty} Vo\ Jo\ (x)\ dx \qquad (1)$$

où:

x : m r/h

m : est un paramètre

Jo (x) fonction de Bessel du premier genre, d'ordre 0 et d'argument x

$$V = \frac{1 + 4\ N\ m\ e^{-2m} - N^2\ e^{-4m}}{1 - 2\ N\ (1 + 2m^2)e^{-2m} + N^2 e^{-4m}}$$

et

$$N = \frac{1 - E_1/E_2}{1 + E_1/E_2} = \frac{E_2 - E_1}{E_1 + E_2}$$

En tenant compte des conditions limites du système (limites de variations pratiques de x_1, m et E_1/E_2), l'équation générale de déflexion (1) prend une forme simplifiée:

$$\frac{4 \pi E_1}{3P} Sr = 1 + \int_{x=0}^{x=10r/h} (V - 1)\ Jo\ (x)\ dx$$

ou

$$\frac{4 \pi E_1}{3P} Sr = F(E_2/E_1,\ r_1/h) \qquad (2)$$

L'intégration de la fonction de Bessel est réalisée par un procédé numérique informatisé. On considère les déflexions S_1 et S_2 aux points (1) et (2) à des distances respectives r_1 et r_2 du point

de chargement (figure 4.5); ce qui donne le système d'équations suivant:

$$\frac{4 \pi E_1}{3P} S_1 r_1 \simeq F (E_2/E_1, r_1/h) \qquad (3a)$$

$$\frac{4 \pi E_1}{3P} S_2 r_2 \simeq F (E_2/E_1, r_2/h) \qquad (3b)$$

En divisant l'équation (3a) par (3b) on obtient:

$$\frac{S_1 r_1}{S_2 r_2} \simeq \frac{F(E_2/E_1, r_1/h)}{F(E_2/E_1, r_2/h)} \qquad (4)$$

dont la seule inconnue est le rapport E_2/E_1. Par un procédé de convergence basé sur essais et erreurs, on aboutit à une valeur satisfaisante du rapport E_2/E_1 pour le niveau de précision désiré. On peut alors calculer E_1 à partir de l'équation (3a) et déduire E_2. Tout le procédé de calcul est incorporé dans un programme d'ordinateur qui renferme également les caractéristiques relatives aux conditions de chargement de l'essai Dynaflect (charge P, distances ri, coefficient de Poisson µi des deux couches, la pression de contact entre les roues et la chaussée). Le programme informatisé reçoit les données de déflexion Si et l'épaisseur h de la chaussée. Les paramètres calculés sont les modules élastiques E_1 et E_2 (ou Ep et Es) de la chaussée et du sol respectivement ainsi que les indices décrits ci-après:

4.3.2.2 Déflexion maximale S_1

La déflexion maximale mesurée permet d'apprécier l'état général de la chaussée. Elle est généralement considérée comme un paramètre reflétant l'état du sol support, et est sensible à l'état des couches de base et de surface. C'est pourquoi elle ne permet pas à elle seule de juger de la nature de la défaillance ou du mode

de rupture de la chaussée. Des grandeurs de Sr excédant 1,0 sont généralement considérer comme indicateur de problème.

4.3.2.3 Indice de courbure SCI

L'indice de courbure de surface ou "Surface Curvature Index" (SCI) est un indicateur des propriétés structurales de la couche de surface. On démontre que la grandeur de SCI est inversement proportionnelle au rayon de courbure du bassin de déflexion et directement proportionnelle aux contraintes et déformations de traction développées à la base de la couche liée de surface. Ce paramètre est défini comme étant la différence des déflexions S_1 et S_2. $SCI = S_1 - S_2$.

4.3.2.4 Indice de courbure BCI

Ce paramètre reflète les conditions du sol support et de la couche de base de la chaussée; il est sensible au module du sol. L'indice de courbure des couches profondes ou "Base Curvature Index" est calculé par $BCI = S_4 - S_5$. Les chaussées routières ayant un BCI compris entre 0.05 et 0.11 ont généralement un bon comportement. Au-delà d'une grandeur de 0.15 pour BCI, on considère qu'il y a une défaillance du sol et/ou de la couche de base.

4.3.2.5 Indice d'étalement déflexion SI

Le "Spreadability Index" indique l'aptitude de la chaussée à distribuer les déflexions et par conséquent les charges. Il est défini par:

$$SI\ \% = \sum_{i=1}^{i=5} \frac{Si}{5S_1} \times 100\ \%$$

Plus la grandeur de l'indice d'étalement est élevée, mieux la chaussée distribue les charges et réduit les contraintes et déformations au

niveau du sol. Des gammes de valeurs de SI comprises entre 65 % et 75 % sont généralement observées pour les chaussées flexibles et pour les chaussées rigides, SI se situe entre 65 % et 80 %.

4.4 Résultats et analyses des essais de résistance des différentes couches

Les essais d'évaluation structurale ont été réalisés à différentes étapes de la construction des chaussées comme l'indique le tableau 4.2 afin d'étudier les influences des couches subséquentes sur les caractéristiques des systèmes existants. Toutes les mesures de déflexion ainsi que les valeurs des paramètres calculées sont fournies en annexe au présent chapitre.

Le tableau 4.3 récapitule les valeurs moyennes des résultats obtenus pour toutes les sections de chaussée. L'analyse des résultats et la discussion réfèreront donc à ce tableau.

4.4.1 Variation des modules élastiques des matériaux granulaires avec l'évolution de la construction

Telle que décrite antérieurement, la méthode de calcul utilisée pour l'estimation des modules élastiques considère une structure de chaussée à deux couches élastiques homogènes superposées. Ainsi diverses combinaisons structurales sont analysées pour déterminer le module d'une même couche de matériau.

Les modules moyens calculés pour le sol de dragage, la couche de remblai et les matériaux de sous-fondation 0-75 mm (0-2½") sont présentés sur le diagramme de la figure 4.7. On peut voir que dans tous les cas la grandeur du module élastique du même matériau granulaire augmente avec chaque couche additionnelle ajoutée au système

TABLEAU 4.2

ETAPE DE RÉALISATION DE L'ESSAI DYNAFLECT DURANT LA CONSTRUCTION

Section	pavé		Revêtement bitumineux	Base de béton	Pierre		Remblais	Sol de draguage
	avant comp.	après comp.			0-20mm	0-75mm		
A	X	X	-	-	X	X	X	X
B	X	X	-	-	X	X	X	X
C	-	-	X	-	X	X	X	X
D	X	X	-	X	-	X	X	X
E	X	X	-	X	-	X	X	X

Description des symboles utilisés:

X : Essai effectué
- : Pas d'essai

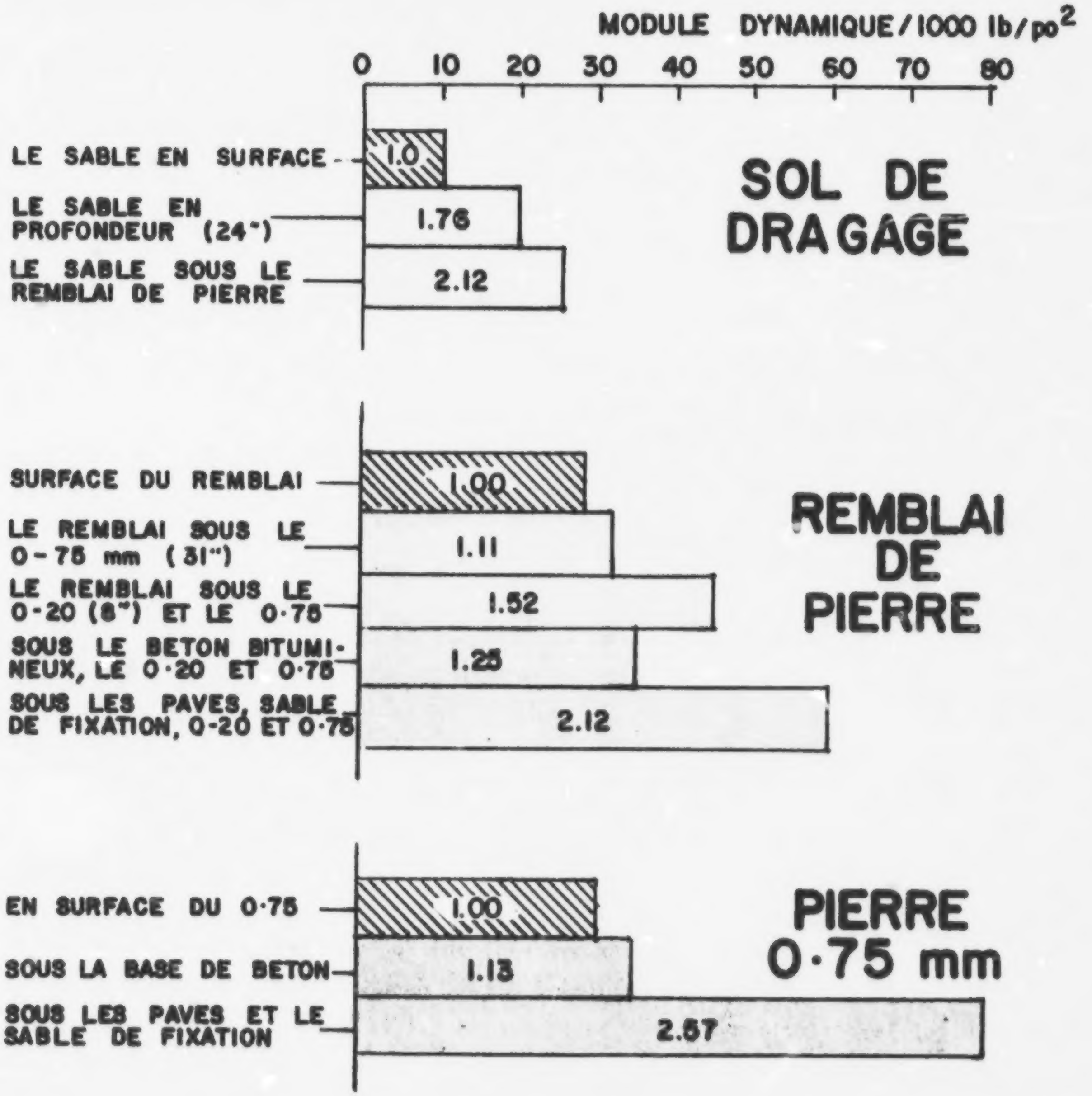
TABLEAU 4.3

RÉCAPITULATION DES RÉSULTATS MOYENS OBTENUS POUR LES CHAUSSÉES D'ESSAI

NIVEAU DE L'ESSAI	Base béton	Ch. asph.	Ch. pavés	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	SCI	BCI	SI	MODULE D'ELASTICITE (1)		
Sur les pavés												E(pavés, F)	E(R + S)	
A Après compactage			X	0.86	0.35	0.20	0.13	0.09	0.51	0.04	38	21,800	62,500	
A Avant compactage				0.67	0.31	0.18	0.13	0.09	0.37	0.03	41	30,050	64,450	
B Après compactage			X	0.88	0.35	0.19	0.13	0.09	0.47	0.04	39	23,200	62,600	
B Avant compactage				0.66	0.29	0.15	0.10	0.07	0.37	0.03	38	30,100	67,538	
D Après compactage	X			0.24	0.12	0.11	0.09	0.08	0.12	0.02	56	E(béton,pavé)	E(SF,R,S)	
D Avant compactage				0.26	0.10	0.11	0.10	0.08	0.16	0.01	69	510,450	85,100	
E Après compactage	X			0.24	0.14	0.12	0.11	0.09	0.11	0.02	62	E(béton,pavé)	E(SF,R,S)	
E Avant compactage				0.21	0.08	0.08	0.08	0.07	0.13	0.01	60	480,350	74,200	
Sur le rev bit.		X		0.61	0.40	0.25	0.15	0.10	0.21	0.05	50	E(rev.bit) 264,500	E(F,SF,R,S) 40,000	E(R,S) 36,000
Sur base de bét.	X			0.17	0.16	0.15	0.13	0.12	0.01	0.02	87	E(béton) 8,700,000	E(SF,R,S)[11] 35,250	
0-20 Sur la fondation		X	X	0.76	0.37	0.23	0.16	0.12	0.39	0.04	43	E(0-20) 27,317	E(SF,R,S) 43,900	
0-75 Sur la sous-fond.	X	X	X	0.77	0.43	0.29	0.24	0.20	0.35	0.04	50	E(0-75) 31,100	E(R, S) 31,900	
Sur le remblais de pierre	X	X	X	0.93	0.58	0.38	0.29	0.23	0.35	0.06	52	Er(0-40'') 28,000	Es(40''+) 24,750 n=55	
Sur le sol de draguage	X	X	X	1.76	92	44	27	18	84	0.09	41	Es(0-24'') 11,650	Es(24''+) 20,400 n=25	

(1) F: Fondation 0-20 SF: Sous-fondation 0-75 R: Remblais de pierre S: Sol de draguage

FIGURE 4.7
INFLUENCE DES SURCHARGES SUR LES MODULES D'ÉLASTICITÉ DES COUCHES GRANULAIRES



existant. Les facteurs d'augmentation de module sont de l'ordre de 2,0 à 2,5 pour les cas étudiés lorsque la couche passe de la position de surface à la structure complète de la chaussée.

Cet accroissement de module des matériaux granulaires avec l'épaisseur de la chaussée traduit en fait la dépendance du module à l'état de contrainte auquel le matériau est soumis. On sait que le module E_2 du sol et des granulats est lié à l'état de contrainte par la relation $E_2 = K . \sigma_d^n$

où:

K :constante
n :paramètre dépendant des contraintes
σ_d :$\sigma_1 - \sigma_3$ = déviateur de contraintes
σ_1 :contrainte de compression axiale (verticale)
σ_3 :contrainte latérale

En passant de la position de surface à celle de couche inférieure, une couche de matériau granulaire donnée se trouve confinée par les couches adjacentes supérieure et inférieure. L'effet de confinement subi est augmenté par chaque couche additionnelle apportée à la structure. Il en résulte un accroissement de la contrainte de compression verticale σ_1 dans le matériau et par conséquent ceux de σ_d et du module E_2.

Notons qu'il n'y a pas toujours de solution dans la tentative de détermination des modules comme il apparaît dans les résultats. Ce fut le cas notamment pour la couche de pierre 0-20 mm (0-¾") considérée isolément en surface. C'est pourquoi les influences des couches supérieures sur ce matériau ne sont pas analysées. On s'attend toutefois à des effets moindres ou tout au plus semblables à ceux qui sont

relevés pour les autres couches de granulaire puisque la pierre 0-20 mm (0-¾") supporte uniquement la couche de revêtement.

Voici la gamme des modules dynamiques moyens estimés pour les différents matériaux et systèmes entrant dans la construction et les écarts types d'estimation (σ) observés.

Matériaux	nombre d'essais	mod.dyna. ($x10^3$ lb/po^2)	écart type ($x10^3$ lb/po^2)
Revêtement bitumineux	48	265	2
Base de béton	48	8700	4100
Pavé sur béton	48	500	1300
Pavé sur granulaires	48	22	4
Pierre concassée 0-20	48	40	2
Pierre concassée 0-75	50	31-85	4-15
Remblai	55	29-63	7-11
Sol de dragage	25	12-25	6-7

Etant donné que la méthode utilisée pour déterminer les modules considère des systèmes bi-couches alors que les structures analysées comportent généralement plusieurs couches de matériaux. Les modules obtenus se rapportent souvent à un ensemble de matériaux. Certaines techniques sont proposées pour faire l'estimation du module élastique de chaque couche de matériaux en particulier. Mais ces techniques empiriques présentent la faiblesse de ne pouvoir tenir compte de la variation du module d'une couche donnée avec la structure à laquelle elle appartient. Il est bien connu que le module élastique d'un matériau granulaire est très dépendant de l'état de contrainte auquel il est soumis.

C'est pourquoi les modules obtenus pour des couches hétérogènes de matériaux doivent être associés aux systèmes analysés pour être significatifs.

Par ailleurs, le module d'élasticité d'un matériau donné n'est pas une constante et varie d'un endroit à l'autre de la chaussée. Les couches de fréquence des modules d'élasticité des matériaux suivants sont illustrés sur la figure 4.8; sol en surface, sol en profondeur, remblai, pierre 0-20 mm (0-¾"), pierre 0-75 mm (0-2½"), revêtement bitumineux et béton de ciment.

4.4.2 Influence des diverses couches sur les caractéristiques structurales de la chaussée

Les figures 4.9, 4.10, 4.11 représentent respectivement les variations des bassins de déflexion des indices d'étalement , et des valeurs des déflexions maximales durant la construction. Elles permettent d'analyser les effets produits par les couches subséquentes sur la capacité structurale des chaussées d'essai.

Comme le montre la figure 4.9, le sol de dragage qui est le premier élément de support, a produit les plus importantes déflexions aux senseurs 1, 2 et 3, soient S_1, S_2 et S_3. Il est évident que cette couche semi-infinie de sol non compacté n'est pas stable et peu apte à distribuer des charges. La faible compacité du sol de surface se dénote dans une valeur très élevée de l'indice de courbure de surface SCI qui est de 0,84 et l'indice d'étalement de la charge SI qui n'est que de 41 %. Cependant l'indicateur de qualité BCI du sol en profondeur est de 0,09 et s'avère satisfaisant sachant que le seuil d'un bon sol est 0,11 pour cet indice. La meilleure compacité du sol en profondeur se révèle également dans une amélioration du module d'élasticité par un facteur de 1,76, ceci est illustré sur le diagramme de la figure 4.7.

4.4.3 Influence des couches de matériaux granulaires sur la capacité structurale

4.4.3.1 Influence d'une couche de remblai de pierre sur le sol de dragage

L'addition d'une couche de remblai de pierre compacté(par un compactage dynamique)a contribué à des réductions substantielles de 47 % et 37 % des déflexions S_1 et S_2 alors qu'elle n'a pas eu d'influence notable sur les autres déflexions. Cela provoque une nette diminution de la grandeur de l'indice de courbure de surface SCI qui passe de 0,84 à 0,35. La capacité d'étalement de charge de la nouvelle structure est également améliorée; SI a accru de 11 % pour valoir 52 %.

Ces résultats illustrent bien l'intérêt d'une couche de remblai de pierre bien compactée, dont le module dynamique est de l'ordre de 30 000 , pour améliorer substantiellement la capacité structurale de la chaussée. Le compactage et le poids de remblai ont d'ailleurs aussi amélioré la qualité du sol de dragage dont le module d'élasticité est passé de 11 650 en surface à 24 800 lb/po^2 sous le remblai et aussi l'indice de courbure qui a diminué de 33 %.

4.4.3.2 Influence d'une couche de pierre 0-75 mm reposant sur le remblai de pierre

Le nouveau bassin de déflexion obtenu sur la couche de pierre concassée 0-75 mm (0-2½") est presque identique à celui observé sur le remblai. Les déflexions S_1 et S_2 sont réduites de la même quantité avec la nouvelle couche; ce qui résulte en un indice de courbure SCI identique de 0,35 pour les systèmes avec et sans couche de pierre. La qualité de surface ne s'est donc pas améliorée avec l'addition d'une couche de pierre concassée 0-75 mm (0-2½").

FIGURE 4.8
VARIATION DES MODULES D'ÉLASTICITÉ DES DIFFÉRENTES COUCHES

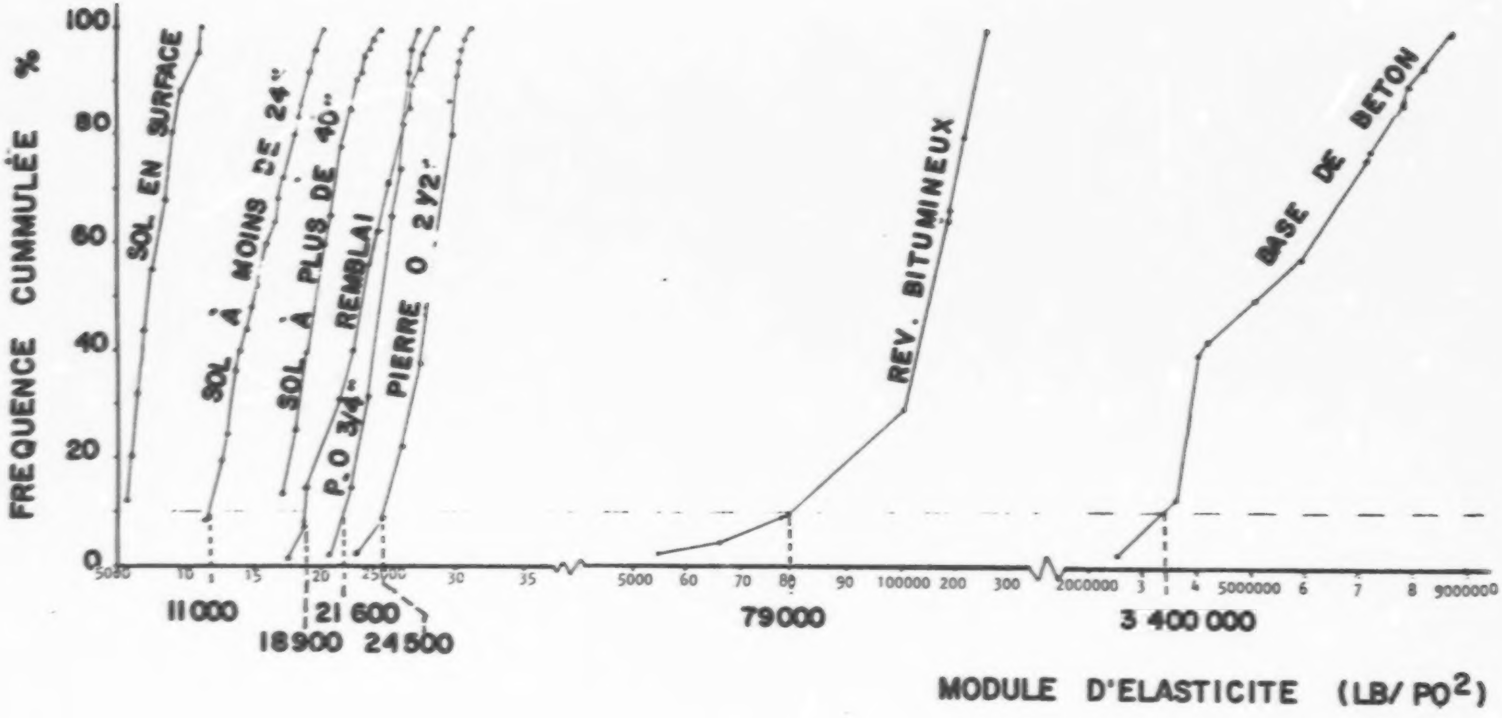


FIGURE 4.9
BASSINS DE DÉFLEXION DES CHAUSSÉES D'ESSAI

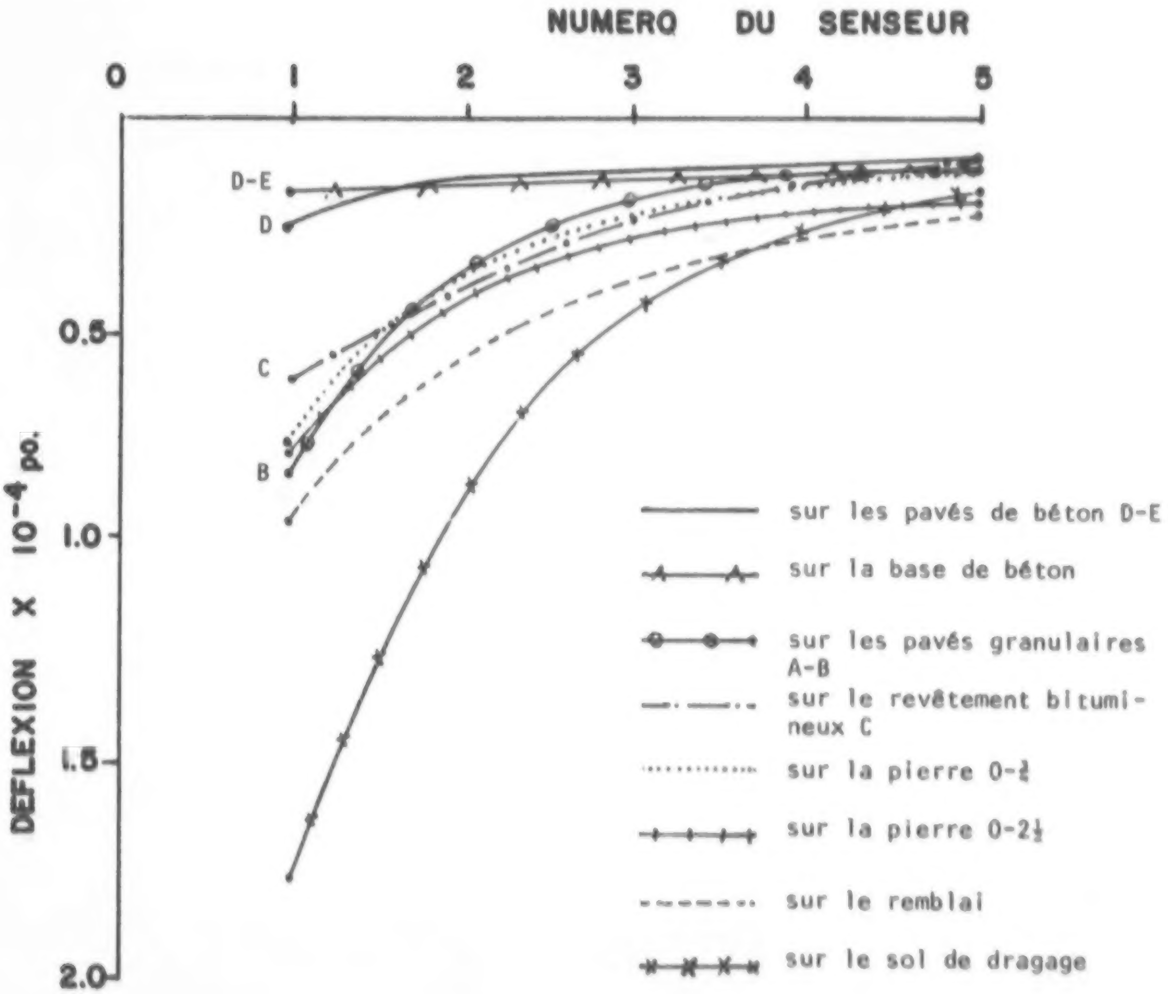


FIGURE 4.10

VARIATIONS DE L'INDICE D'ÉTALEMENT

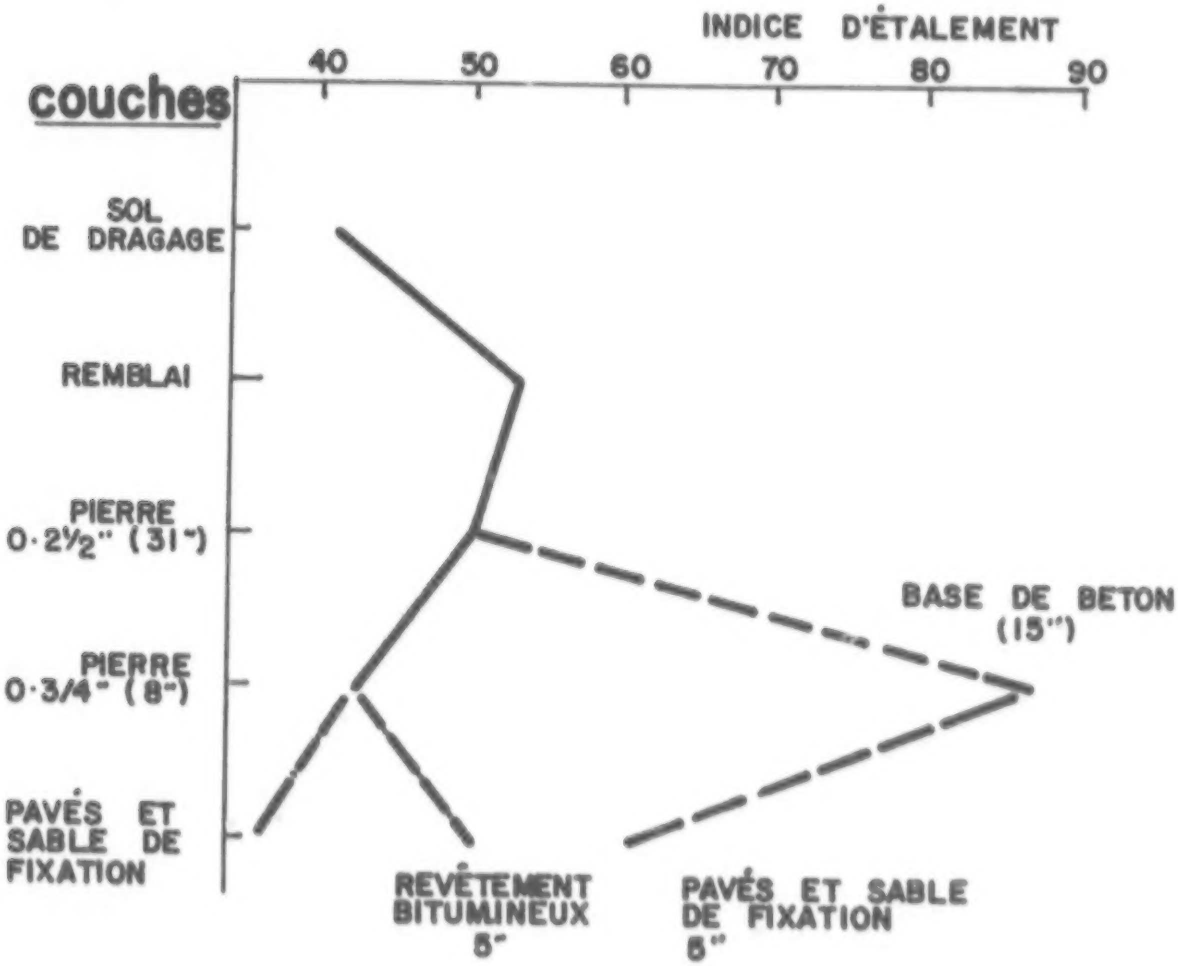
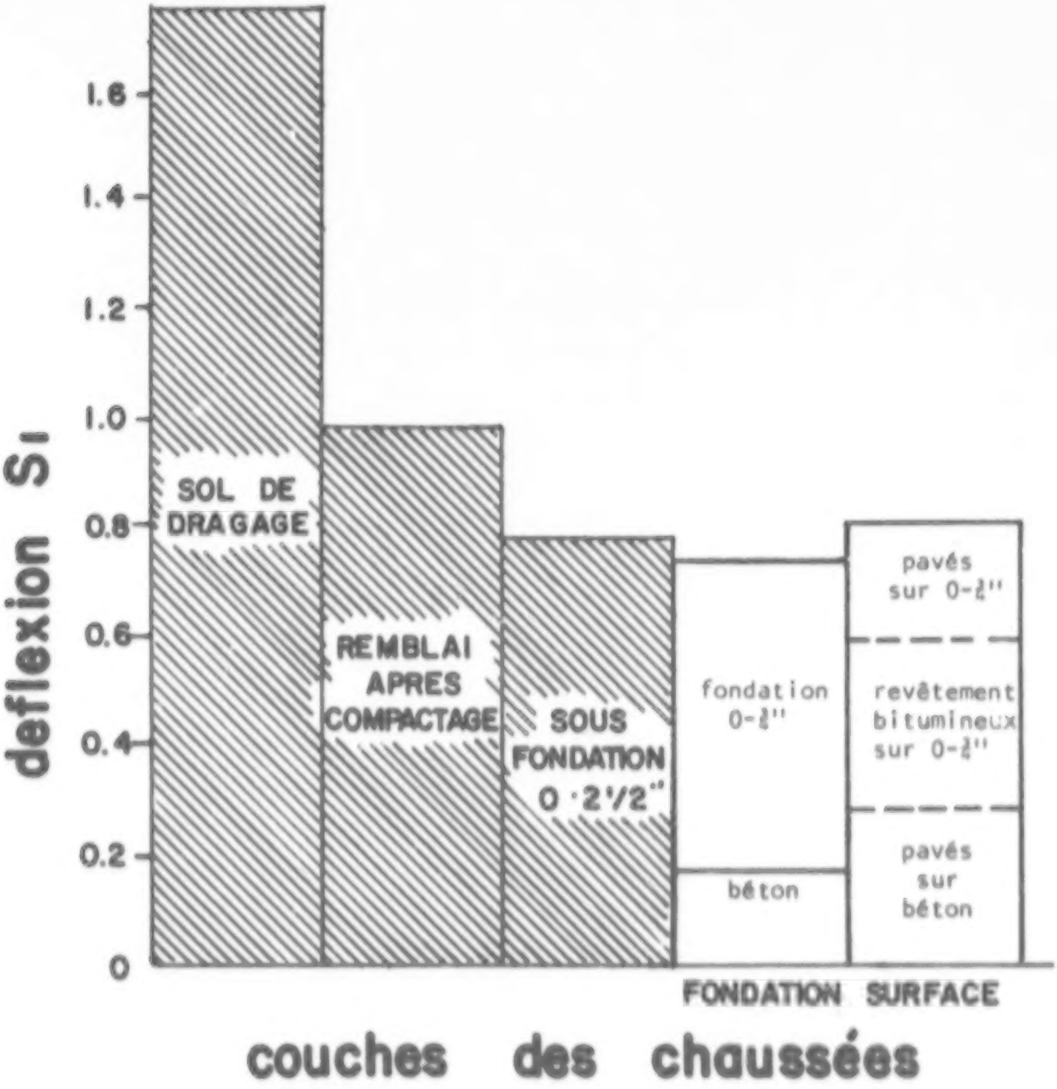


FIGURE 4.11

VARIATION DE LA DÉFLEXION AVEC LES COUCHES DE LA CHAUSSÉE



Par ailleurs, le rôle structural apparaît dans la réduction de l'indice de courbure de base qui passe de 0,06 à 0,04.

4.4.3.3 Influence de la couche de pierre concassée 0-20 mm reposant sur la pierre 0-75 mm

L'indicateur de qualité globale S_1 est resté inchangé à l'addition de la pierre 0-20 mm (0-¾"). On observe cependant des réductions non négligeables pour les autres paramètres de déflexion, notamment l'indice de courbure de surface SCI qui a augmenté de 0,35 à 0,39 et qui permet de croire que la pierre concassée 0-20 mm(0-¾")est structurallement moins bonne que celle de 0-75 mm (0-2½"). Par ailleurs, on note aussi une dégradation de la capacité de distribution des contraintes de la structure, l'indice d'étalement de charge passant de 52% à 43%. Cette couche utilisée principalement pour niveler et uniformiser la surface de la couche 0-75 mm n'est donc efficace pour améliorer la portance de la chaussée que lorsqu'elle est confinée sous un revêtement.

4.4.4 Influence des couches supérieures sur la capacité structurale

4.4.4.1 Influence de la base de béton

L'influence de la couche de béton compacte reposant sur une plate-forme constituée du sol de dragage du remblai et de la sous-fondation granulaire 0-75 mm (0-2½") est la plus remarquable; La déflexion maximale ayant diminué de 80 %, l'indice d'étalement ayant augmenté de 50 % à 87 %, l'indice de courbure de surface SCI ayant diminué de 97 % pour atteindre un faible niveau de 0,01, et l'indice de courbure des couches profondes de 50 % en prenant la valeur de 0,02.

Comme on devait s'y attendre, la grande rigidité du "béton pact" et son épaisseur importante a permis d'atteindre un indice d'étalement supérieur à ceux des chaussées rigides conventionnelles qui varie généralement entre 65 et 80 %.

4.4.4.2 Influence des pavés reposant sur une base de béton

La discussion qui suit portera sur les résultats obtenus après compactage de la couche de finition pavé-sable de fixation.

Il n'apparaît aucune différence appréciable entre les grandeurs des paramètres obtenues pour les chaussées D et E. Pour ces deux chaussées, la déflexion maximale S_1 du pavé est plus élevée que celle du béton alors que la situation contraire se produit pour les autres déflexions S_2 et S_5 qui sont réduites. L'indice de courbure de surface SCI passe de 0,01 à 0,12, mais BCI demeure inchangé.

Cette indication d'affaiblissement de la surface de la chaussée par l'augmentation de la valeur SCI est compréhensible puisque la structure constituée de béton, de sable de fixation et de pavé, ne peut avoir la même stabilité que celle de la base de béton monolithique quel que soit le niveau de compactage atteint. Notons que la capacité d'étalement de charge de la structure a aussi baissé par la pose de pavés, la valeur de SI ayant passé du 87 % avant la pose à 56 % et 62 % après la pose.

4.4.4.3 Influence des pavés reposant sur une base granulaire de pierre 0-20 mm

Les légères différences d'épaisseur entre les chaussées A et B ne se réflètent pas dans les résultats. La déflexion maximale est plus importante sur les pavés que sur la pierre 0-20 mm (0-¾") alors que toutes les autres déflexions S_2 et S_5 sont réduites. L'indice de courbure de base BCI n'a pas changé de valeur. Par contre SCI a augmenté, passant de 0,39 à 0,47 et 0,51.

Ici encore, l'affaiblissement apparent de la surface de la chaussée sous les faibles charges est attribuable à l'instabilité du système formé par la couche de base, le sable de fixation et le pavé. Ce système a le même effet sur la chaussée qu'une couche de matériau granulaire, (voir la figure 4.10). Son efficacité sur la portance de la structure augmentera avec l'augmentation des passages de véhicules lourds durant l'exploitation du terminal.

4.4.4.4 Influence du revêtement bitumineux reposant sur une base granulaire de pierre 0-20

La couche de mélange bitumineux a eu pour effet de réduire de 20 % la déflexion maximale S_1, les autres déflexions ayant sensiblement conservé leurs valeurs initiales avant le revêtement. Il en résulte une réduction appréciable de la valeur de l'indice de courbure de surface SCI qui passe de 0,39 à 0,25. Par conséquent l'indice d'étalement de charge SI a augmenté pour atteindre 50 % à comparer avec 43 % sur la fondation. La grandeur de BCI est restée inchangée.

4.5 Influence du compactage des pavés avec un rouleau de 30 tonnes

L'influence du compactage a été mesurée par des mesures de niveau et par des essais de déflexion avant et après compactage. Les résultats sont résumés sur le tableau 4.4. L'examen des résultats nous permet de dire que le compactage final avec un rouleau de 30 tonnes:

a) a eu peu d'influence sur le tassement de la surface des pavés;

b) n'a pas eu d'effet sur la capacité structurale des chaussées à base de béton;

c) a eu un effet néfaste sur la résistance des chaussées à bases granulaires.

Notamment par:

- une augmentation de la valeur S_1 (affaiblissement globale de la chaussée)
- une augmentation de la valeur SCI (affaiblissement de la surface)

Notons que pour les chaussées en pavés la capacité structurale augmente avec l'augmentation de l'effet autobloquant des pavés. On peut donc espérer que les charges importantes des véhicules lourds en opération et les surcharges de stockage contriburont dans le temps à améliorer la capacité d'étalement de charge des surfaces de pavés.

TABLEAU 4.4

INFLUENCE DE 5 PASSAGES D'UN ROULEAU DE 30 TONNES SUR LE CHANGEMENT DE NIVEAU DES PAVÉS (100 mm) POSÉS SUR UNE BASE DE BÉTON (DALLE E)

LIGNE 0 + 40

Chaînage	Après compactage	Avant compactage	Différence (mm)
0 + 15	1.812	1.812	0
0 + 20	1.838	1.838	0
0 + 25	1.858	1.859	- 1
0 + 30	1.872	1.872	0
0 + 35	1.878	1.880	- 2
0 + 40	1.869	1.869	0

LIGNE 0 + 44

Chaînage	Après compactage	Avant compactage	Différence (mm)
0 + 15	1.750	1.749	+ 1
0 + 20	1.767	1.767	0
0 + 25	1.778	1.778	0
0 + 30	1.811	1.812	- 1
0 + 35	1.823	1.822	+ 1
0 + 40	1.838	1.840	- 2

Réf: D'après les relevés du Port de Montréal

TABLEAU 4.5a

INFLUENCE DE LA COMPACTION AVEC UN ROULEAU PNEUMATIQUE DE 30 T. SUR LE COMPORTEMENT DES PAVÉS (100 mm) REPOSANT SUR UNE FONDATION TRAITÉE AU CIMENT (SECTION E)

a) Données de déflexion dynaflect

	AVANT COMPACTION		APRÈS COMPACTION	
	$\bar{X}$	σ	$\bar{X}$	σ
Déflexion maximale 10^{-3} mm	5.3	2.2	6.1	3.3
SCI 10^{-3} mm	3.3	2.2	2.79	3.3
BCI 10^{-3} mm	0.2	0.2	0.5	0.0
SI %	60	34	62	12

b) Calcul des modules (Mpa) (charge du Dynaflect)

	AVANT COMPACTION	APRÈS COMPACTION
Structure du pavage	5260	3310
Sol de support (incluant la fondation 0-75 mm)	766	510

TABLEAU 4.5b

INFLUENCE DE LA COMPACTION AVEC UN ROULEAU PNEUMATIQUE DE 30 T. SUR LE COMPORTEMENT DES PAVÉS (100 mm) REPOSANT SUR UNE FONDATION GRANULAIRE NON TRAITÉE (SECTION B)

a) Déflexion mesurée au dynaflect

	AVANT COMPACTION		APRÈS COMPACTION	
	$\bar{X}$	σ	$\bar{X}$	σ
Déflexion maximale 10^{-3} mm	18.28	3.81	20.83	3.81
SCI, 10^{-3} mm	10.41	3.56	11.97	3.81
BCI 10^{-3} mm	0.76	0.25	1.02	0.25
SI %	40	6	39	3

b) Calcul des modules (Mpa) (charge du dynaflect)

	AVANT COMPACTION	APRÈS COMPACTION
Structure du pavage	n.o.	453
Sol de support	n.o.	160

n.o. = pas de solution lors de l'analyse des modules à partir des déflexions mesurées.

5 INSTRUMENTATION DES SECTIONS D'ESSAI (1)

5.1 But de l'instrumentation

Plusieurs paramètres physiques sont influencés par la variation dans le temps des conditions de température et de teneur en humidité du sol.

Dans le contexte de l'étude, il importait donc de préciser les variations possibles de température et d'humidité des cinq (5) sections d'essai.

L'étude du comportement hivernal des sections d'essai ne pouvait être complète sans la mesure d'au moins deux (2) paramètres environnementaux importants:

- la distribution relative de la température dans le profil de la chaussée et sa variation dans le temps: cela comprend la mesure de la plus basse température atteinte en surface et l'établissement au profil de température entre la surface et un point relatif de faible variation annuelle;

- la distribution de l'eau dans la fondation: la présence d'eau influence la saturation du matériau de fondation et par conséquent les propriétés mécaniques de ce dernier. Dans le cas étudié, la profondeur de la nappe phréatique

---

(*) Profil résiduel: Teneur en eau théorique résultant de l'effet combiné à l'équilibre des forces de succion et de gravité sur l'eau libre présente dans le sol.

(1) écrit par M.A. Laforte, ing MScA.

peut être reliée au niveau de l'eau dans le fleuve, soit 3 à 4 mètres sous le niveau de la chaussée. Par conséquent, le régime hydraulique de la fondation sera influencé par les apports de surface (à travers les joints du pavé uni et la fissuration dans la surface des revêtements) et par le profil résiduel (1) pouvant s'établir entre la nappe et la surface. Ce profil est par ailleurs influencé par les variations de température, en particulier au point de gel.

La connaissance de ce profil résiduel et de sa variation au point de gel est très importante pour pouvoir établir le comportement de la chaussée et prévoir les effets dûs au gel (fissuration, soulèvement, perte de capacité portante au dégel, et autres effets structuraux reliés à la saturation du sol).

5.2 Choix et installation de l'instrumentation

Plusieurs types d'appareils sont disponibles pour évaluer les profils de température et d'humidité dans un sol situé au-dessus ou sous la nappe phréatique. Le choix doit donc être basé sur des critères d'économie et de fiabilité.

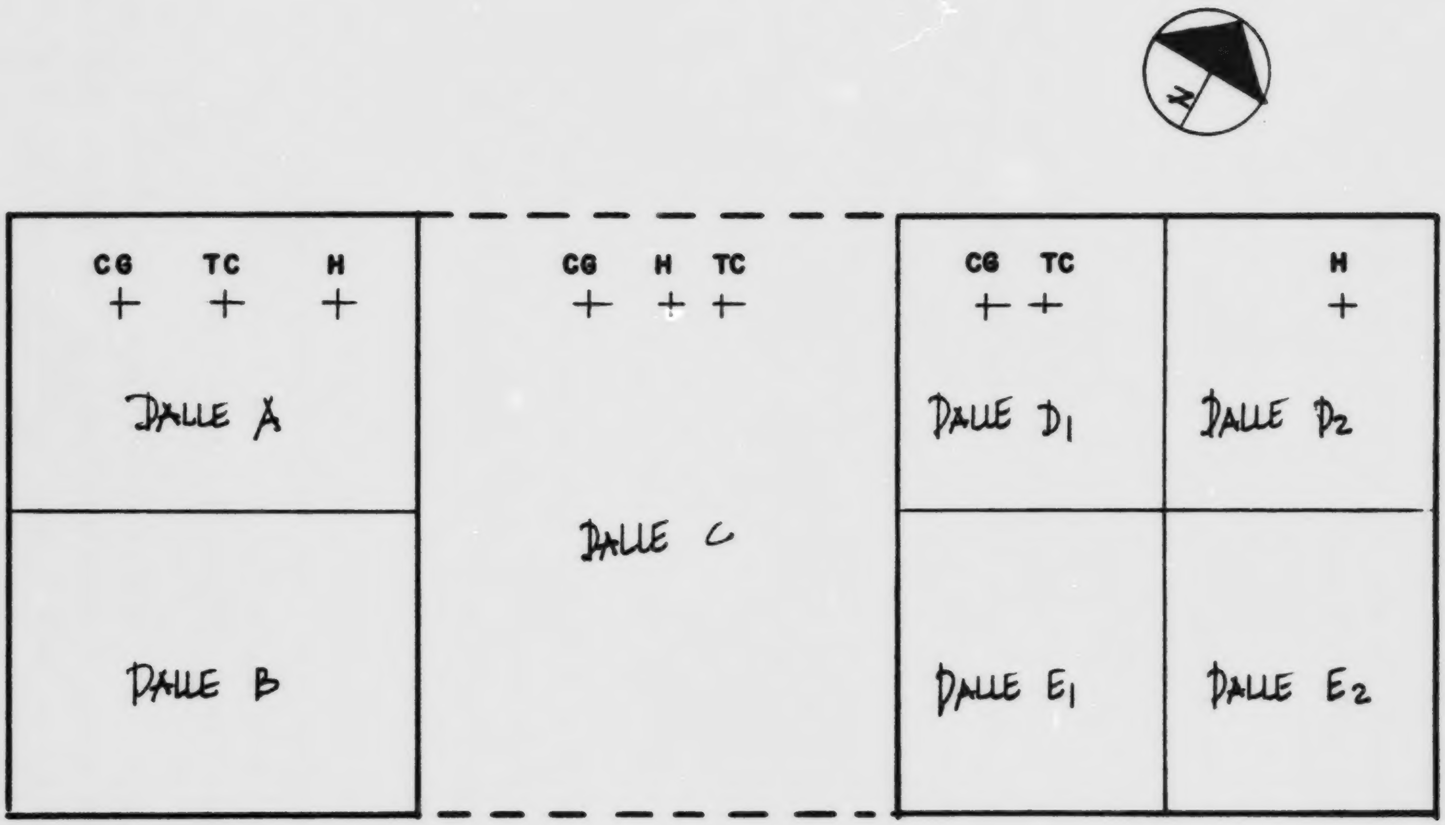
5.2.1 Mesures de température

Deux (2) types d'instruments ont été utilisés, compte tenu des besoins: des indicateurs de gel et des unités de mesure de température.

Comme le nom l'indique, l'indicateur de gel sert surtout à évaluer la profondeur du front de gel (ou de dégel) dans le temps. L'installation de l'appareil est simple et la lecture également.

FIGURE 5.1

SHÉMA DE LOCALISATION DE L'INSTRUMENTATION



CG : CANNE DE GEL
TC : THERMOCOUPLE
H : TUBE D'HUMIDITÉ

Cet instrument est peu coûteux de fabrication et reconnu de bonne durabilité. La précision peut être de ± 1°C.

Les unités de mesure de température mesurent en un point donné la température du milieu ambiant. Il existe de nombreux appareils dépendant du budget et de la précision voulu: thermomètres à résistance, thermocouples.

L'établissement d'un profil demande plusieurs points de mesure dans un même lieu, et, lorsque le budget est limité, il importe que chaque instrument soit peu coûteux tout en demeurant fiable. En raison des exigences du projet (enregistrement ponctuel, variation locale de température importante), des thermocouples de type cuivre constantan permettant une précision de 0,1°C (± 0,05°F) ont été utilisés. Un appareil DIGIMITE fut utilisé pour les lectures: cet appareil permet une précision de 0,5°C (± 1°F).

5.2.2 Mesure d'humidité

Comme pour les mesures de température, il existe de nombreuses façons d'évaluer la variation du profil d'humidité dans les sols normalement non saturés; tensimètres, nucléodensimètres, psycromètres.

La plupart de ces appareils sont coûteux mais de bonne fiabilité avec des temps de réponse adéquats. Plusieurs exigent une calibration préalable alors que d'autres donnent les teneurs en eau de façon presque directes (nucléodensimètres).

L'appareil utilisé pour les mesures fut une sonde neutron-neutron utilisable en forage de type TROXLER: cet appareil mesure à l'aide d'une sonde la quantité d'eau (en g/cm^3) du sol situé dans un

rayon de 15 cm du sondage: avec l'appareil utilisé les mesures peuvent être faites à tous les 15 cm jusqu'à 3 mètres de profondeur.

Pour être manipulé adéquatement l'appareil exige un sondage à la profondeur de mesure désirée, sondage muni d'un tubage mince en aluminium à travers duquel se fera la mesure, après une calibration au préalable.

5.2.3 Installation des instruments

Les instruments furent installés dans des sondages faits le 20 novembre 1981 sur les sections d'essai. La localisation des instruments s'est faite en tenant compte de l'espace requis par les containers. De la même façon la préparation des instruments et l'installation finale en place ont été faite en considérant l'utilisation de la surface en temps normal et d'équipement de déneigement: horizontalité avec la surface finie et légère récession des instrumentations sous cette surface.

Les forages furent effectués soit par pénétration dynamique (enfoncement d'une pointe de 5 cm de diamètre) à la profondeur requise, soit par enfoncement de tubage et forage local au trépan carottier: cette seconde méthode de mise en place fut nécessaire dans les cas où un refus fut noté avant le niveau final d'instrumentation où encore dans le cas où le sol ne permettait pas le maintien des parois du trou.

Le premier type de forage avait été choisi en fonction de sa rapidité d'exécution (5 à 10 m/heure pour des forages à 5 m, comprenant le temps de déplacement) et son coût moindre. Cependant les sondages pour le tubage de protection de mesure d'humidité ont du être faits par battage de tubage et forage au trépan).

L'espace autour des instruments fut rempli de sable fin de même nature que celui échantillonné par le forage (sous 1,3 m de profondeur) ou encore de criblure de pierre bien pilonnée (entre la surface et 1,3 m de profondeur en général).

5.3 Description détaillée des instruments

Des indicateurs de gel (3 unités), des unités de thermocouples (3 unités de 5 thermocouples) et les tubes d'humidité (2 à 1,6 m de longueur et 1 à 3 m de longueur) furent installés sur le site c'est-à-dire une unité de chaque type sur chaque section d'essai ou de comparaison.

5.3.1 Indicateurs de gel (figure 5.2)

Un indicateur de gel de type GANDAHL modifié fut utilisé. L'assemblage consiste en:

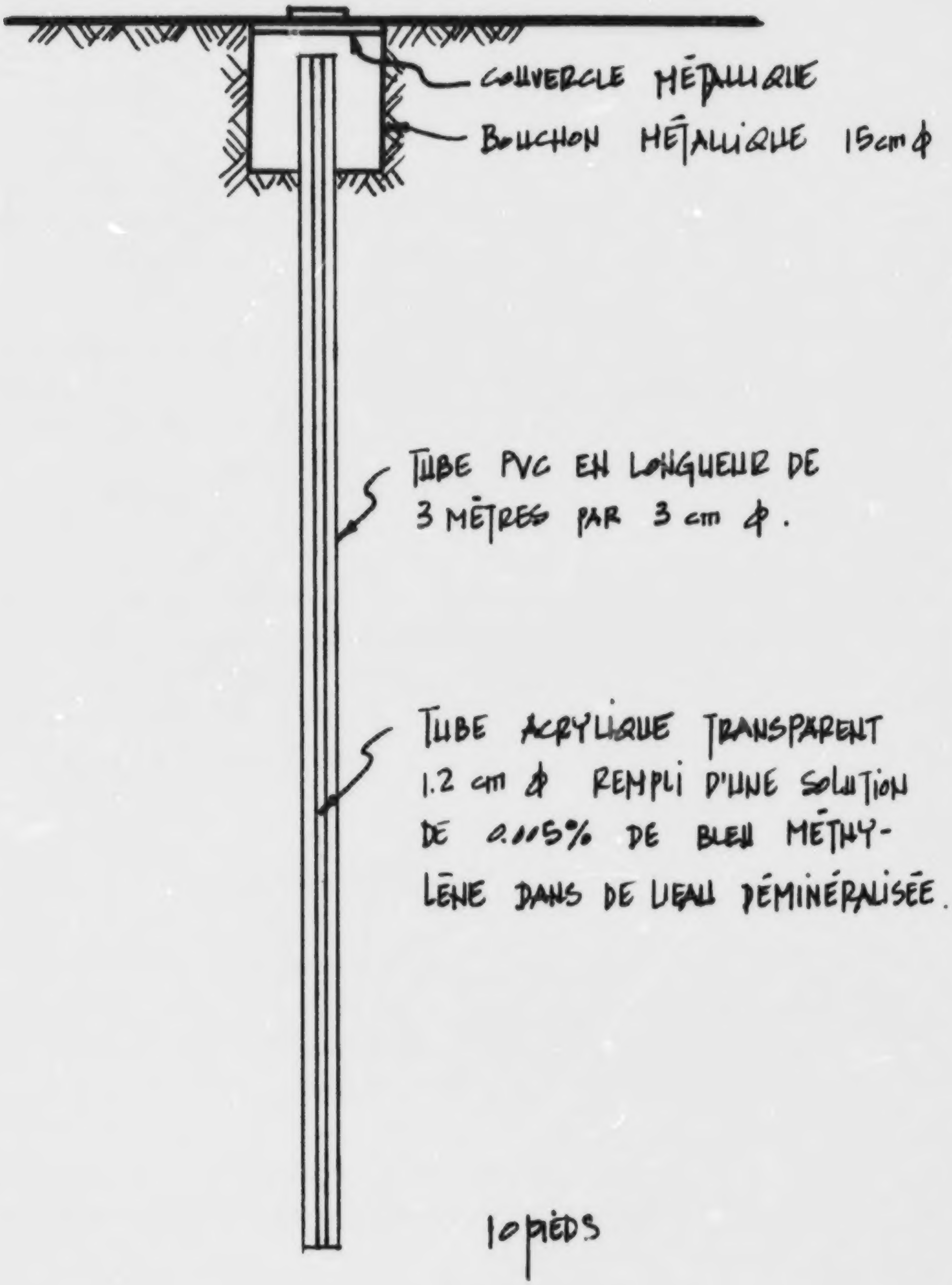
1) un tubage extérieur de protection en CPVC formé de sections de 1,5 m de longueur de tuyau de 75 mm de diamètre interne, réunies par des bagues externes collées. Ce tubage est fermé à l'extrémité inférieure par un bouchon collé.

2) un tube interne transparent en TYGON de 50 mm de diamètre, contenant une solution de bleu de méthylène à 0,005 % dans l'eau distillée, assurant un point de gel à ± 0°C.

La solution change de coloration (passant du bleu au blanc) au contact du front de gel, et la lecture consiste à mesurer la distance entre la surface et le front du contact des deux couleurs.

FIGURE 5.2

INSTALLATION DES CANNES DE GEL



5.3.2 Unités de thermocouples (figure 5.3)

Chaque unité de mesure comprend de 6 à 9 thermocouples de type cuivre-constantan à jonctions soudées attachées sur une tige de bois (gougeon) de 12 mm de diamètre permettant le maintien des distances prédéfinies lors de l'installation dans le trou de forage.

Les distances entre les thermocouples sont mesurées sur une base logarithmique car la variation de température subit une atténuation importante avec l'éloignement de la surface.

En général, les emplacements des thermocouples sont, par rapport à la surface du terrain fini, de 160 cm, 80 cm, 40 cm, 20 cm, 10 cm, 5 cm, pour ceux installés à 160 cm de profondeur et de 100 cm par la suite (i.e. à 260 cm, 360 cm) pour les unités plus profondes.

La lecture fut faite à l'aide d'un appareil DIGIMITE permettant une auto-compensation et possédant une jonction de référence précalibrée jusqu'à des distances de plus de 300 m de l'appareil. La précision de lecture était de 0,5°C (1°F) bien que le thermocouple puisse assurer une précision de 0,1°C (0,05°F), jugée non nécessaire pour l'étude actuelle.

5.3.3 Tubes d'humidité (figure 5.4)

L'appareil TROXLER utilisé pour la mesure du profil d'humidité exige la mise en place de tubage de protection en aluminium jusqu'à un niveau d'au moins 40 cm plus bas que le niveau de mesure désiré (pour tenir compte de la dimension de la cellule de mesure).

Ce tube normalisé consiste en un tube à parois minces (49 mm interne, 50 mm externe) en aluminium à l'extrémité scellée et soudée.

FIGURE 5.3

INSTALLATION DES TUBES D'HUMIDITÉ

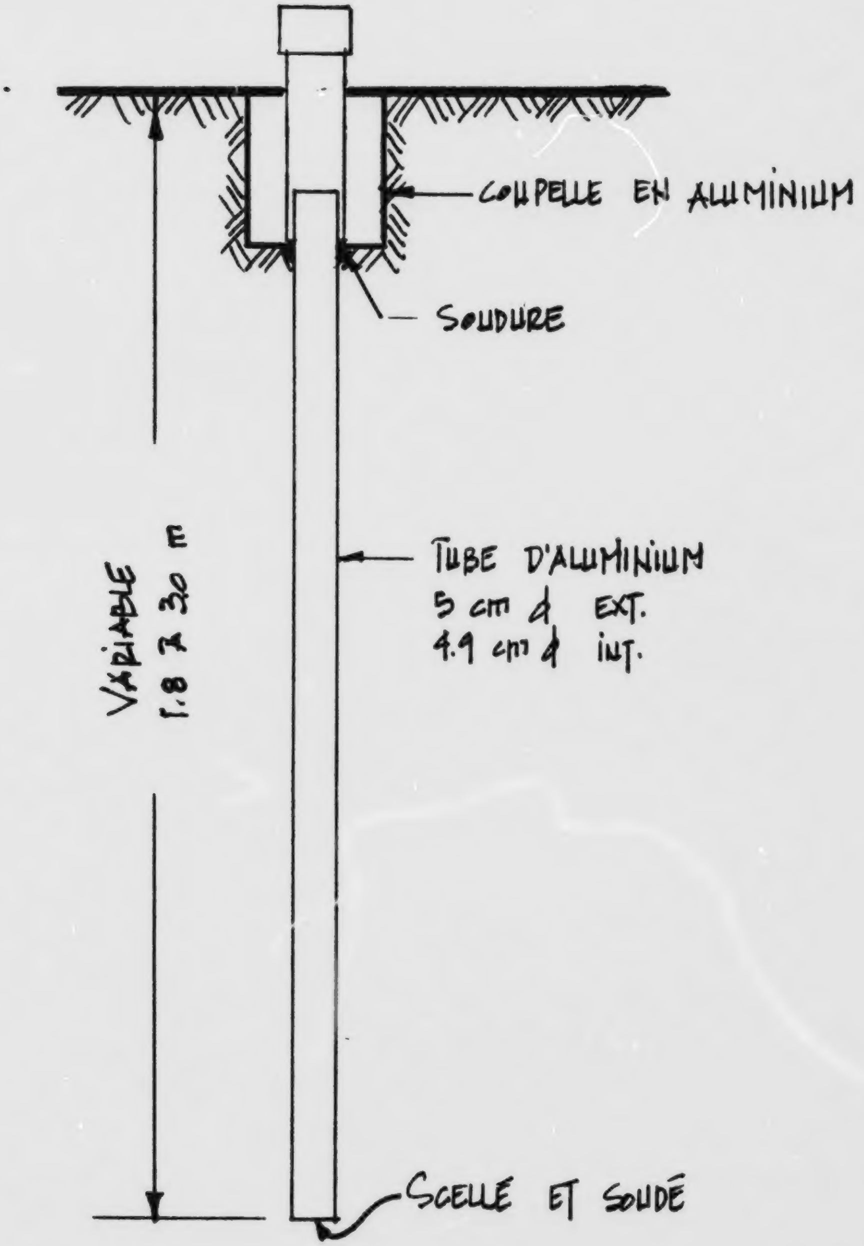
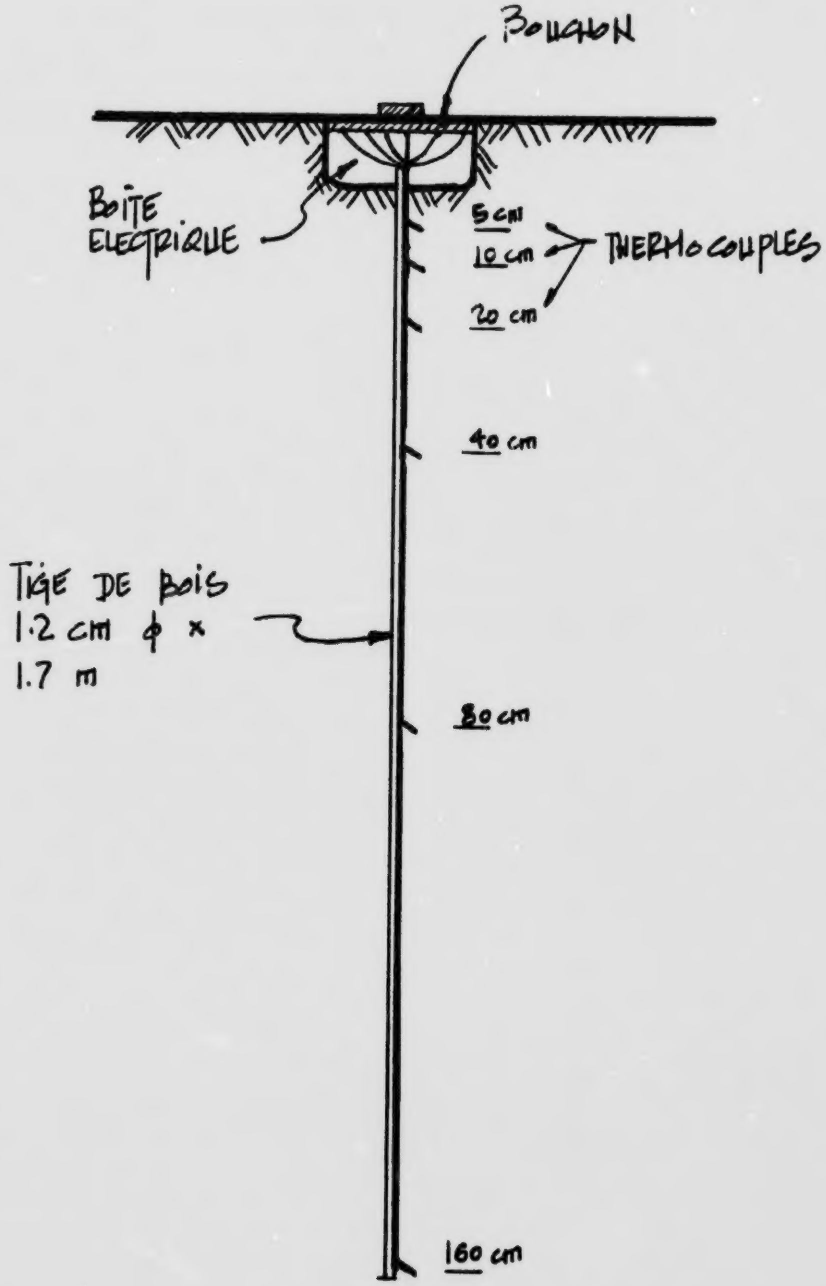


FIGURE 5.4

INSTALLATION DES THERMOCOUPLES



La mesure consiste à enfoncer au préalable une sonde tiret guide de même dimension que la sonde de mesure permettant d'évaluer l'état du tubage et la présence d'eau ou de glace dans le tubage. Cette précaution est nécessaire en raison de la faible tolérance entre la sonde de mesure et le tubage, ainsi que des risques de perte de l'unité de mesure dans le tubage, en cas de coïncement (risque d'accident et d'irradiation, coût élevé de l'unité perdue).

6. ANALYSE ECONOMIQUE D'UNE CHAUSSEE (1)

6.1 INTRODUCTION

L'analyse économique d'une chaussée peut être abordée selon les deux approches suivantes:

- Elle peut être basée sur une description détaillée et précise de tous les coûts et bénéfices présents et futurs dans le but de déterminer les flux d'argent (déplacement de fonds) dans le temps ainsi que le retour sur l'investissement;
- Elle peut consister à examiner la variation des coûts dans le temps sous l'effet de différents scénarios, c'est-à-dire, classifier les stratégies de design envisagées par priorités, déterminer les limites minimums et maximums de chaque stratégie et d'examiner les risques encourus d'adopter l'une ou l'autre des stratégies.

Ce chapitre comporte cinq sections:

a) Avantages et désavantages des différentes méthodes d'analyse économique;
b) Objectifs de l'analyse économique;
c) Paramètres à considérer;
d) Développement d'un programme informatisé;
e) Exemple des chaussées d'essai du Terminus Racine au Port de Montréal.

(1) avec Gilles Hurtubise, MA et économiste

6.2 Méthodes d'analyse

Les méthodes connues d'analyse économique pour étudier les coûts ou les coûts et bénéfices sont les suivantes:

- méthode de la valeur actuelle des coûts
- méthode de la valeur actuelle des bénéfices
- méthode de la valeur actuelle nette (coûts/bénéfices)
- méthode du coût annuel uniforme équivalent
- méthode du taux de rendement interne
- méthode du rapport coût/bénéfice
- méthode efficacité/coût

6.2.1 Méthode de la valeur actuelle des coûts

La méthode de la valeur actuelle des coûts consiste à déterminer les coûts actuels de toutes les dépenses présentes et futures engendrées par l'adoption d'un projet à l'intérieur d'une période de temps donnée. On cherche à comparer des choix d'investissement par les différences dans la valeur de l'argent avec le temps telles qu'exprimées par les équations d'intérêts composés.

6.2.2 Méthode de la valeur actuelle des bénéfices

Cette méthode est identique à la précédente sauf qu'il s'agit de calculer tous les bénéfices présents et futurs que procure l'adoption d'un projet. La grande difficulté de cette méthode réside dans la définition objective des bénéfices indirects.

De façon générale, les bénéfices désignent l'ensemble des avantages réels générés par un nouvel investissement. Ces bénéfices sont souvent inquantifiables ou exigent une estimation très subjective.

Aussi, le temps et les ressources mobilisées pour recueillir et calculer ces données ne justifient souvent pas la précision accrue des résultats obtenus.

6.2.3 Méthode de la valeur actuelle nette

On obtient la valeur actuelle nette d'un projet en soustrayant la valeur actuelle des coûts de la valeur des bénéfices. Le projet est justifié économiquement si la différence est supérieure ou égale à zéro. De tous les projets justifiés économiquement, le projet privilégié sera celui qui possède la plus grande valeur actuelle nette.

6.2.4 Méthode du coût annuel uniforme équivalent

Cette méthode sert à calculer tous les coûts, initiaux et futurs, puis à les répartir en paiements annuels égaux pour la période de l'analyse. Ce procédé est intéressant parce qu'il tient compte non seulement des coûts d'un projet, mais aussi de la comparaison de ces coûts en fonction de leur durée de vie. De ce fait, on recommande ce modèle pour comparer divers programmes de réfection.

6.2.5 Méthode du taux de rendement interne

Le taux de rendement interne représente le taux d'actualisation pour lequel les coûts et les bénéfices d'un projet sont égaux. Les projets sont alors classés par ordre décroissant du taux de rendement interne.

6.2.6 Méthode du rapport coût/bénéfice

Le rapport coût/bénéfice utilise la même approche que celle de la valeur actuelle nette, mais plutôt que de déterminer la différence

entre les bénéfices et les coûts, c'est le rapport entre ces derniers qui fait l'objet de la méthode. Selon cette méthode, un projet est économiquement justifiable si le rapport bénéfice sur coût est supérieur ou égal à l'unité.

6.2.7 Méthode efficacité/coût

La méthode efficacité/coût est utilisée surtout pour comprendre des options qui offrent des avantages importants, autres que monétaires. Le procédé implique la détermination des bénéfices d'une façon subjective. Cette méthode exige une aptitude à établir des mesures subjectives de l'efficacité.

6.2.8 Choix de la méthode à utiliser

Le choix de la méthode d'analyse économique appropriée doit être basé sur un jugement équilibré des avantages et inconvénients de chacune des méthodes.

La méthode de la valeur actuelle des coûts a été retenue, aux fins de l'étude, pour deux raisons principales. En premier lieu, le procédé permet d'identifier facilement les coûts sans investir trop d'énergie à l'estimation, au calcul et au raffinement de toutes les données d'entrée du problème, surtout au niveau des bénéfices. Puis, il est possible, à l'aide de cette méthode, de comparer les résultats selon un classement ordinal auquel on associe des limites de confiance.

Il est important de retenir qu'avec le modèle choisi:

- On ne compare pas la décision de "ne rien faire" avec celle du choix du design optimal. On suppose simplement que l'option de "ne rien faire" doit être rejetée (*).

- On suppose que les bénéfices directs et indirects sont égaux pour chaque type de chaussée étudiée, ce qui n'est pas nécessairement le cas. Toutefois, cette hypothèse permet d'éviter les problèmes d'estimation des bénéfices.
- On présume qu'une analyse comptable des coûts sera effectuée pour déterminer avec précision les coûts réels du design optimal et les méthodes de financement.

6.3 Objectifs visés par la méthode retenue

L'analyse économique, par la méthode retenue, poursuit trois objectifs:

a) comparer les coûts de différents types de chaussée ,

b) déterminer l'influence de la variation des taux d'actualisation et d'intérêt, et

c) définir le design optimal pour une situation donnée.

6.3.1 Comparaison des coûts

Pour comparer les coûts de différents designs de chaussée, il faut que tous les coûts soient étudiés selon une même base unitaire (vg^2, m^2) et selon une valeur monétaire identique au cours de la même période (i.e. tous les coûts exprimés en dollars d'une même année).

(*) La stratégie de "ne rien faire" est équivalente à la notion de coût d'option et pourrait être introduite dans le modèle avec certaines modifications mineures.

A ce moment, il est possible d'identifier les avantages et les inconvénients d'un choix par rapport à un autre et de déceler le plus conforme aux objectifs visés.

6.3.2 Analyse de sensitivité

Le but de l'analyse de sensitivité consiste à déterminer l'influence du changement des données de base sur les coûts. L'analyse portera essentiellement sur l'influence de la variation du taux d'inflation et/ou d'actualisation sur les coûts des différents designs.

6.3.3 Choix du design optimal

Le choix de design optimal doit être fait en fonction de plusieurs facteurs, dont l'analyse économique. La méthode d'analyse choisie retiendra tous les renseignements utiles. Les informations jugées non pertinentes ou trop coûteuses à évaluer ont simplement été écartées.

6.4 Variables et constantes

La méthode basée sur la valeur actuelle des coûts exige qu'on définisse les variables suivantes:

- les coûts initiaux de construction
- les coûts majeurs d'entretien
- les coûts annuels d'entretien
- la valeur résiduelle
- pour comparer les coûts totaux de chaque design, il est aussi nécessaire de connaître:
    - les taux d'inflation
    - les taux d'intérêt ou d'actualisation
    - la période d'analyse

6.4.1 Taux d'inflation

L'inflation représente l'augmentation dans le temps de la valeur réelle d'un bien ou service causé par de nombreux facteurs.

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer l'inflation, dont la plus courante, mais non la meilleure, est l'indice des prix à la consommation. Puisque les coûts réels futurs d'un bien et/ou d'un service sont influencés par l'augmentation des prix non liés à l'offre et à la demande, il est essentiel d'en tenir compte dans l'analyse.

6.4.2 Taux d'actualisation

Le taux d'actualisation réfère généralement au taux interne de retour sur l'investissement attribué par une société. Ce taux peut être très différent des taux d'intérêt offerts dans l'économie. Il est courant d'utiliser le taux des obligations du gouvernement comme taux d'actualisation.

L'utilité première du taux d'actualisation est de ramener à une valeur actuelle le coût futur d'un bien ou service.

6.4.3 Période d'analyse

Pour qu'une comparaison soit valable, les coûts doivent être analysés pour une même période de temps. Cette période appelée "période d'analyse" varie généralement entre 20 et 30 ans pour les chaussées. Plus la période d'analyse est longue, plus l'erreur de l'estimation ou l'incertitude sera grande.

6.4.4 Coûts de construction initiaux

Les coûts de construction initiaux représentent la totalité des coûts directs et indirects de la construction. Les coûts directs comprennent les matériaux, l'équipement et la main-d'oeuvre tandis que les coûts indirects incluent le drainage, le tassement, etc. Dans la plupart des cas, les coûts indirects sont les mêmes pour différents types de chaussée , ce qui permet de les exclure de l'analyse.

6.4.5 Coûts d'entretien majeur

On entend par entretien majeur toute réfection nécessaire pour redonner à la chaussée un niveau de service acceptable en excluant l'entretien annuel de routine. Les principales activités d'entretien majeur sont:

- le plannage
- le renforcement
- le resurfaçage
- le rapiéçage de grandes surfaces
- le recyclage

Pour les besoins de l'analyse, il est nécessaire de connaître pour chaque design que l'on veut comparer:

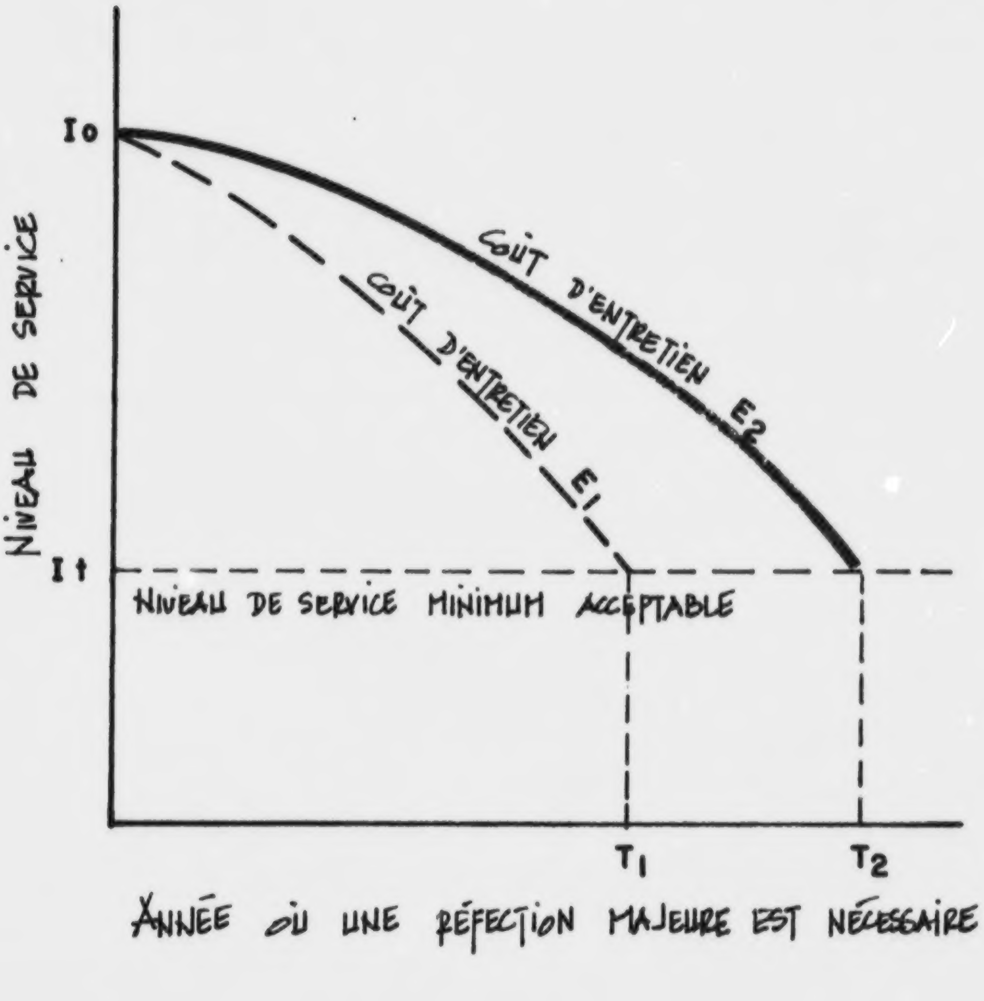
- les réfections majeures requises
- l'année ou les années où elle(s) devrait(ent) avoir lieu
- une estimation des coûts

6.4.6 Coûts annuels d'entretien

L'entretien normal annuel comprend les réparations annuelles des chaussées nécessaires pour maintenir un niveau de service désiré et

FIGURE 6.1

INFLUENCE DU COÛT D'ENTRETIEN SUR LE NIVEAU DE SERVICE.



empêcher les dégradations de s'accentuer. Le type, la nature et la qualité de l'entretien normal affectent le taux de détérioration de la chaussée et par le fait même, sa durée de vie. En somme, le comportement d'une chaussée dépend de son entretien. La figure (6.1) illustre l'influence du coût d'entretien sur le niveau de service: avec un coût d'entretien E_1, le niveau de la chaussée se dégrade suivant la courbe E_1 pour atteindre au bout d'un temps T_1 un niveau de service minimum acceptable. Il est alors nécessaire d'effectuer une réfection majeure afin de ramener le niveau de service à sa valeur initiale I_0. Par ailleurs, avec un coût d'entretien annuel plus élevé, la chaussée se dégradera suivant la courbe E_2 et l'année où une réfection majeure est nécessaire sera retardée de $T_2 - T_1$.

6.4.7 Valeur résiduelle

La valeur résiduelle d'une chaussée est définie comme la valeur de la chaussée (en terme d'argent) au bout de la période d'analyse.

Lorsque la période d'analyse correspond à la vie utile de la chaussée, la valeur résiduelle représente la valeur des matériaux récupérables. Par contre, lorsque la vie d'une chaussée est plus longue que la période d'analyse, la valeur résiduelle à la fin de la période d'analyse est égale à la somme de la vie restante utile de la chaussée et la valeur des matériaux récupérables. (*)

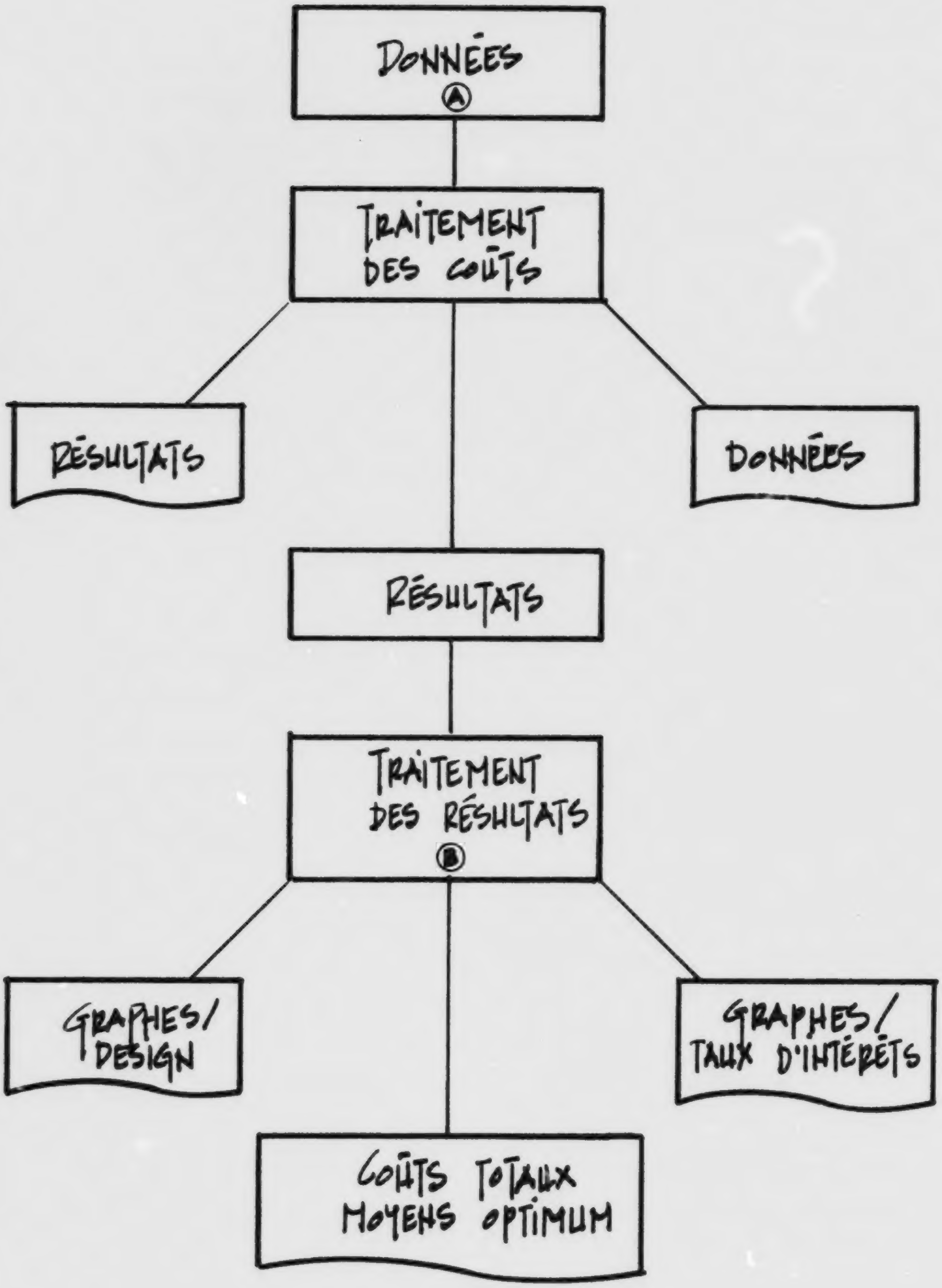
6.5 Programme ANEC

Un programme d'ordinateur a été développé dans le but d'effectuer précisément et rapidement l'analyse économique par la méthode de la valeur actuelle des coûts. Ce programme appelé ANEC dont le listing est donné en annexe permet, comme on peut le voir sur la figure 6.2:

(*) Vie utile: période d'analyse

FIGURE 6.2

STRUCTURE GÉNÉRALE DU PROGRAMME ANEC



a) de calculer avec les données de base, les coûts totaux de chaque alternative de design pour différentes combinaisons d'inflation et d'actualisation;

b) de présenter sous forme de graphiques:
   - la variation des coûts des différentes alternatives de designs considérées;
   - et la variation des coûts des différents designs selon le taux d'inflation.

Le coût total de chaque design est calculé à l'aide de l'équation suivante:

$$C\,T\,A_i = C_i + \sum_{b}^{m} M_{il} \left(\frac{1 + r}{1 + a}\right)^{l} + \sum_{p1}^{h} A_{ip} \left(\frac{1 + r}{1 + a}\right)^{n} - R \left(\frac{1 + r}{1 + a}\right)^{n}$$

où:

$C\,T\,A_i$	:	coût total actualisé du design "i"
C_i	:	coût initial de construction du design
M_{il}	:	coût d'entretien majeur à l'année "1" du design "i"
r	:	taux d'inflation
a	:	taux d'actualisation
A_{ip}	:	coût d'entretien annuel à l'année "p" du design "i"
R	:	valeur résiduelle
n	:	période d'analyse

Les ordinogrammes des figures 6.3 a et b montrent les étapes suivies pour effectuer les calculs. Le programme permet de comparer un maximum de 10 designs en utilisant un maximum de 5 taux d'inflation et 5 taux d'actualisation. Cet éventail de taux d'inflation et d'actualisation permet de définir les risques minimums et maximums de chaque design.

FIGURE 6.3a

STRUCTURE DÉTAILLÉE DU TRAITEMENT DES RÉSULTATS

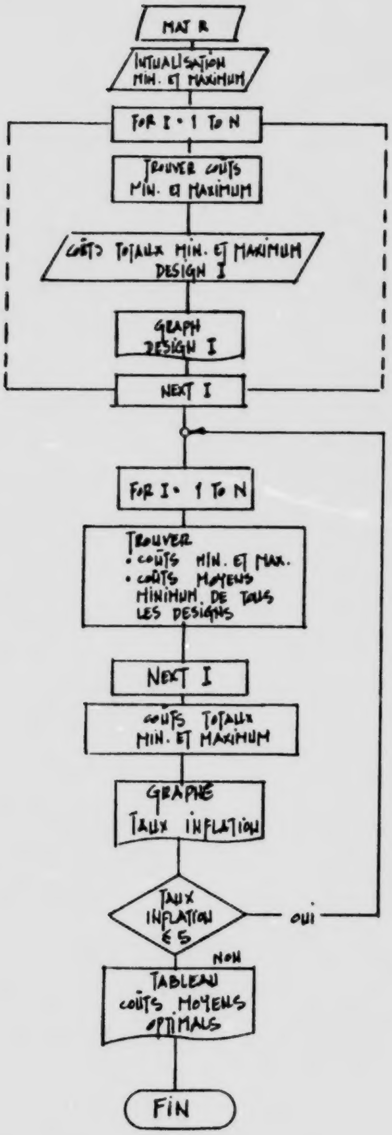
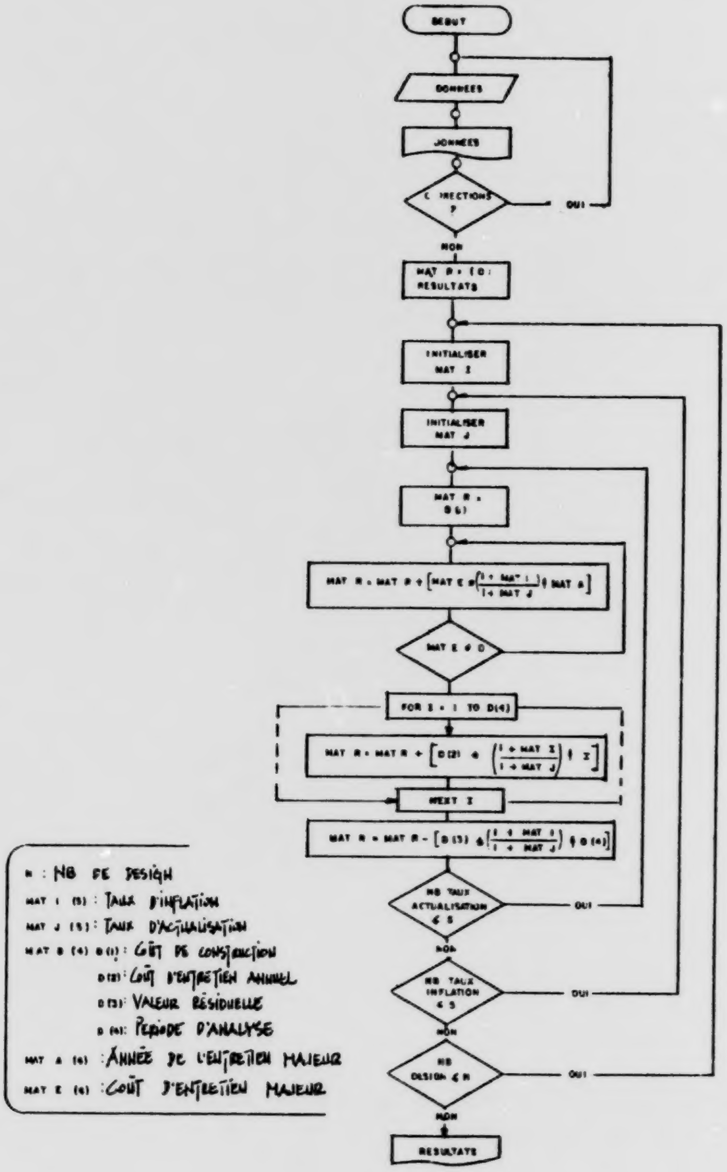


FIGURE 6.36

STRUCTURE DÉTAILLÉE DU TRAITEMENT DES DONNÉES



Les résultats d'analyse sont illustrés sur des graphiques: Le graphique de la figure 6.4 illustre, pour une stratégie donnée, comment les coûts totaux d'un design varient en fonction des taux d'inflation et d'actualisation et, de ce fait, les limites minimums et maximums d'un design donné.

Le graphique de la figure 6.5 illustre les coûts de chacun des designs. On cherche:

a) à comparer le comportement des coûts totaux des différents designs en fonction d'une variation du taux d'actualisation mais en tenant compte du taux d'inflation constant, et

b) à déterminer les valeurs minimums et maximums de chaque design.

Puisque le choix des taux d'inflation et d'actualisation utilisés est incertain à cause de la difficulté de prédire des taux futurs avec des renseignements périmés, on a incorporé dans le programme ANEC une valeur susceptible de faciliter la prise de décision sous ces conditions d'incertitude. Cette valeur déterminée par la méthode Laplace est la valeur équivalente à la moyenne authentique de tous les coûts d'une stratégie de design donnée. Ainsi:

$$\text{Max}_i \left[E\ (\Omega_{ij}) \right] = \text{Max}_i\ /\ \Sigma_j\ \frac{1}{n}\ \Omega_{ij}\ /$$

où:

n : nombre possible de coûts pour un design donné

Ω_{ij}: coût total d'un design avec un taux d'actualisation "j" et un taux d'inflation "i".

Avec un coût moyen optimum, on suppose que la probabilité d'occurence de chaque taux d'inflation est égale. Le principal avantage de cette

FIGURE 6.4

VARIATION DES COÛTS DES DIFFÉRENTS DESIGN EN FONCTION DES TAUX D'INFLATION ET D'ACTUALISATION

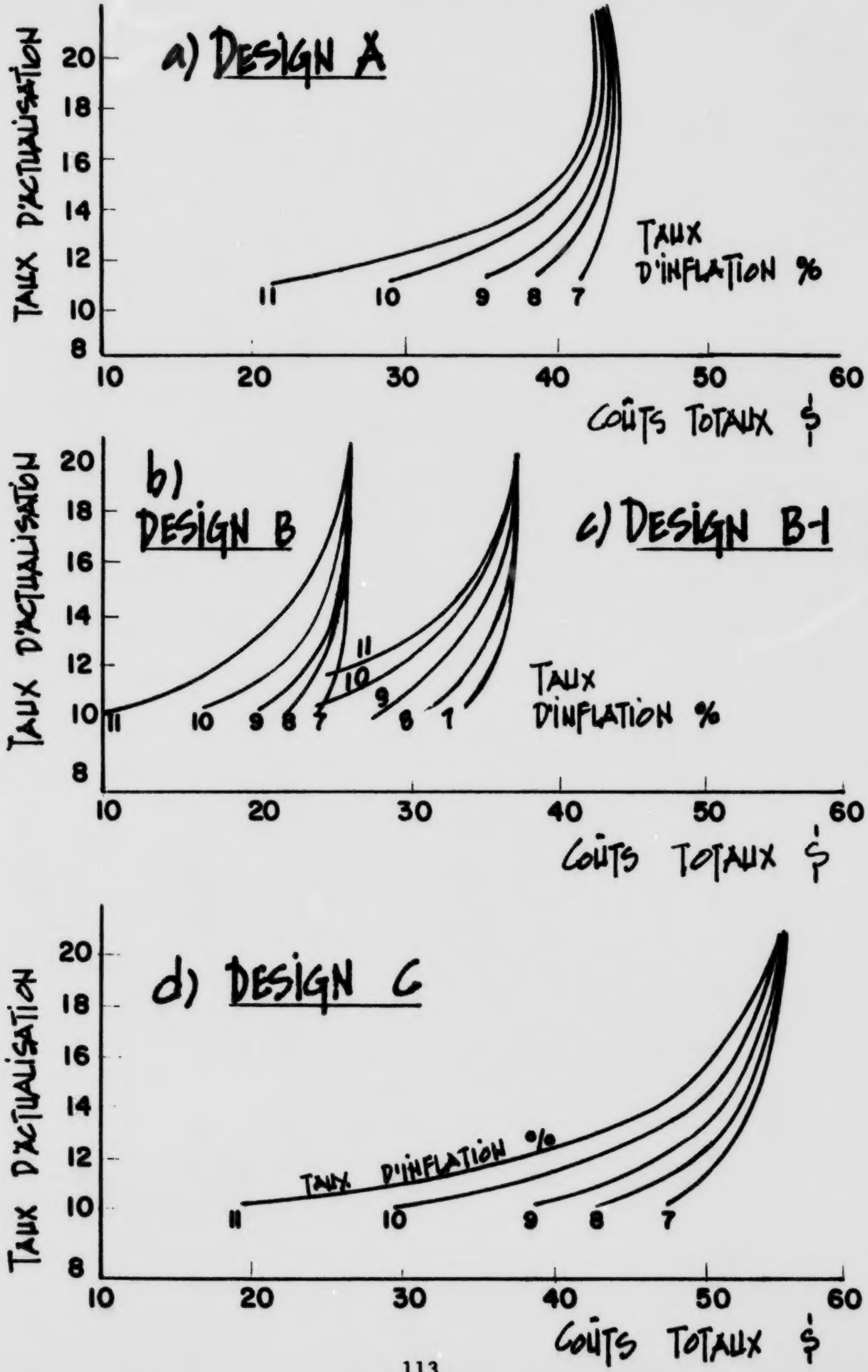
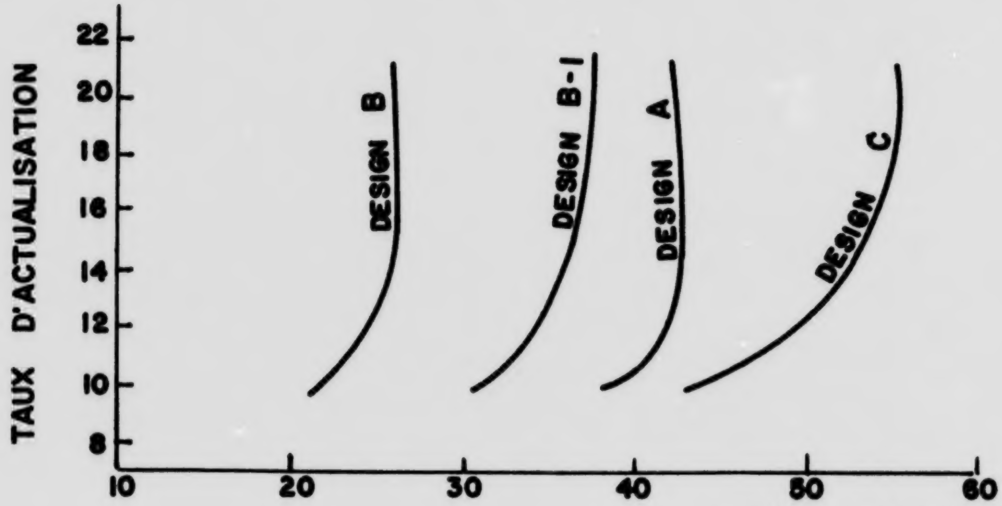


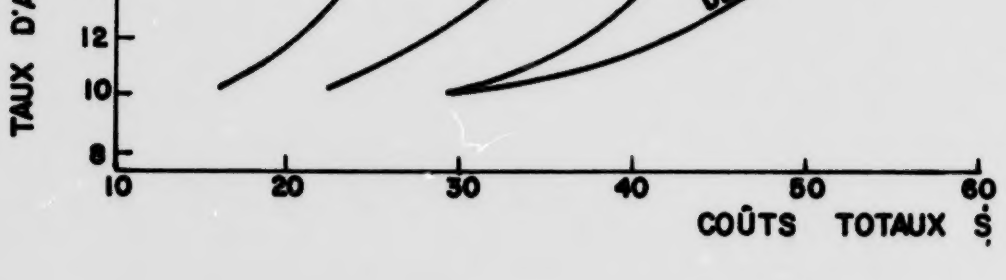
FIGURE 6.5

VARIATION DES COÛTS TOTAUX DES DIFFÉRENTES STRATÉGIES EN FONCTION DU TAUX D'ACTUALISATION.

a) TAUX D'INFLATION 8 %



b) TAUX D'INFLATION 10%



méthode, qui fait appel à toutes les données de la matrice, repose sur le fait qu'elle est basée sur la probabilité et non pas uniquement sur les valeurs extrêmes.

Exemple d'application

On désire déterminer la variation des coûts dans le temps de 3 alternatives de design d'une chaussée pour un terminal de conteneurs. Les trois alternatives à considérer sont:

1) Une chaussée constituée de pavés et de sable de fixation reposant sur une couche de 200 mm de fondation granulaire et de 780 mm de sous-fondation.

2) Une chaussée flexible constituée d'une couche de 160 mm de revêtement bitumineux, de 170 mm de fondation granulaire et de 780 mm de sous-fondation.

3) Une chaussée rigide en pavés avec une base de béton de 360 mm.

Les détails de chacun des designs sont illustrés sur la figure 6.6 et les coûts de chaque solution sont donnés ci-après. La période d'analyse a été fixée à 40 ans.

Coûts par m^2 de chaussée

a) Coûts de construction

Alternative A	41.43$
Alternative B	25.29$
Alternative C	55.95$

b) <u>Coûts d'entretien</u>

Alternative A	00.03$
Alternative B	00.14$
Alternative C	nil

c) <u>Valeur résiduelle</u>

Alternative A	25.29$
Alternative B	15.60$
Alternative C	25.29$

d) <u>Coûts de réfection</u>

Alternative A (chaque 20 ans)	13.45$
Alternative B (chaque 10 ans)	1.61$
Alternative C	nil

En supposant qu'on veuille considérer les taux suivants d'inflation et d'actualisation:

Inflation :	7, 8, 9, 10 et 11 %
Actualisation:	10, 12, 15, 18 et 21 %

Le programme ANEC nous donne ce qui suit:

Tableau 6.1 Résumé des données des alternatives de design
Tableau 6.2 Résumé des coûts totaux des différentes stratégies de design.

Figure 6.4a	Variation des coûts totaux en fonction des taux d'inflation et d'actualisation stratégie A;
Figure 6.4b	Même pour la stratégie B;
Figure 6.4c	Même pour la stratégie B-1;
Figure 6.4d	Même pour la stratégie C;
Figure 6.5a	Variation des coûts totaux des différentes stratégies en fonction du taux d'actualisation (pour un taux d'inflation de 8 %);
Figure 6.5b	Même pour un taux d'inflation de 10 %.

On constate que, parmi les stratégies choisies, celle du design B est la plus intéressante car elle:

- donne le plus bas coût initial;
- varie le moins avec les taux d'inflation et d'actualisation;
- présente le plus bas coût total actualisé.

Par ailleurs, on a vérifié l'impact de l'augmentation du coût du bitume en supposant qu'il doublera le coût du revêtement bitumineux et que la valeur résiduelle du mélange augmentera de 1,08$ à 5,38$/$m^2$. Dans ce cas, la stratégie B modifiée (identifiée comme la stratégie B-1) demeure la solution la plus intéressante.

Il est bien entendu que dans certains cas, on pourra choisir une autre stratégie que celle d'une chaussée flexible avec revêtement bitumineux et ce, pour des raisons qui n'ont pas été considérées dans l'analyse économique.

Par ailleurs, comme indiqué sur le tableau 6.3, c'est le design B qui, pour des taux d'inflation variant de 7 à 11 %, donne un coût moyen optimum.

TABLEAU 6.1

RÉSUMÉ DES COÛTS DES ALTERNATIVES DE DESIGN

ALTERNATIVE DE DESIGN	COUT CONSTRUCTION	ENTRETIEN ANNUEL	VALEUR RESIDUELLE	PERIODE D'ANALYSE	REFECTION	
					COUT	ANNEE
A	41.43	.03	25.29	40.00	13.45	20
B	25.29	.14	15.60	40.00	1.61 1.61 1.61	10 20 30
B-1	36.00	.14	20.00	40.00	1.61 1.61 1.61	10 20 30
C	55.95	0.00	25.29	40.00	0.00	0

TAUX CONSIDERES: INFLATION : 7.00 %, 8.00 %, 9.00 %, 10.00 %, 11.00 %
ACTUALISATION: 10.00 %, 12.00 %, 15.00 %, 18.00 %, 21.00 %

TABLEAU 6.2

RÉSUMÉ DES COÛTS TOTAUX DES DIFFÉRENTES ALTERNATIVES DE DESIGN

DESIGN	TAUX D' INFLATION	TAUX D'ACTUALISATION				
		10.00	12.00	15.00	18.00	21.00
A	7.00	41.11	43.02	43.41	43.00	42.55
	8.00	38.93	42.29	43.42	43.17	42.70
	9.00	35.40	40.98	43.29	43.30	42.86
	10.00	29.91	38.78	42.90	43.39	43.03
	11.00	21.55	35.28	42.14	43.38	43.18
B	7.00	24.44	26.09	26.76	26.73	26.54
	8.00	22.66	25.33	26.59	26.73	26.58
	9.00	19.99	24.16	26.29	26.69	26.61
	10.00	16.03	22.38	25.80	26.59	26.63
	11.00	10.21	19.72	25.02	26.41	26.62
B1	7.00	33.70	36.09	37.23	37.35	37.22
	8.00	31.26	35.01	36.94	37.31	37.24
	9.00	27.65	33.38	36.48	37.22	37.26
	10.00	22.34	30.95	35.76	37.04	37.24
	11.00	14.60	27.36	34.66	36.73	37.19
C	7.00	47.58	51.88	54.54	55.45	55.77
	8.00	43.81	50.05	53.90	55.22	55.68
	9.00	38.40	47.41	52.98	54.89	55.56
	10.00	30.66	43.65	51.68	54.42	55.39
	11.00	19.63	38.28	49.81	53.76	55.15

TABLEAU 6.3

STRATÉGIE DONNANT UN COÛT MOYEN OPTIMUM

TAUX D'INFLATION (%)	STRATEGIE OPTIMUM
7	B
8	B
9	B
10	B
11	B

ANNEXE DU CHAPITRE 6

LISTING DU PROGRAMME COÛTS (ANEC)-1

```
0010 USE R(50,5),D$(17),J(5),I(5),J1
0020 : SAVE15,'COUTS - 1'
0030 :|  #   |    ###.##    | ###.##   |  ###.##   | ###.##   |
0040 :|      |              |          |           |         #|
0050 DIM D(10,4),E(10,4),A(10,4)
0060 DATA 'A','B','C','D','E','F','G','H','I','J','.','S'
0061 DATA '1','2','3','4','5'
0070 MAT READ D$
0080 L=10
0081 P$=X'73'
0090 PRINT 'ENTRER LE NOMBRE DE DESIGN'
0100 INPUT N
0101 IF N>10!N<0 GOTO 0090
0110 PRINT 'ENTRER L''INFLATION (5 VALEURS)'
0120 INPUT I(1),I(2),I(3),I(4),I(5)
0130 PRINT 'ENTRER LE TAUX D''ACTUALISATION (5 VALEURS)'
0140 INPUT J(1),J(2),J(3),J(4),J(5)
0150 FOR J=1 TO 5
0160 I(J)=I(J)/100
0170 J(J)=J(J)/100
0180 NEXT J
0190 MAT D(N,4)=(0)
0200 FOR B=1 TO N
0210 PRINT
0220 PRINT '--------------------------------------------------------'
0230 PRINT '                DESIGN ';B;
0240 PRINT
0250 PRINT 'ENTRER:    - COUT DE CONSTRUCTION'
0260 PRINT '           - COUT D''ENTRETIEN ANNUEL'
0270 PRINT '           - VALEUR RESIDUELLE'
0280 PRINT '           - PERIODE D''ANALYSE'
0290 INPUT D(B,1),D(B,2),D(B,3),D(B,4)
0300 FOR J=1 TO 4
0310 IF J=1 GOTO 0330
0320 IF E(B,J-1)=0&A(B,J-1)=0 GOTO 0370
0330 PRINT 'ENTRER    - ENTRETIEN MAJEUR';J
0340 PRINT '          - ANNEE DE L''ENTRETIEN'
0350 INPUT E(B,J),A(B,J)
0360 NEXT J
0370 NEXT B
0380 GOSUB 1360
0390 FOR I=1 TO N
0400 FOR J=1 TO 4
0410 IF J=1 GOTO 0440
0420 IF E(I,J)=0&A(I,J)=0 GOTO 0520
0430 IF J>1 GOTO 0470
0440 PRINT FLP,TAB(10);
0450 PRINT USING FLP,0030,D$(I),D(I,1),D(I,2),D(I,3),D(I,4);
0460 GOTO 0490
0470 PRINT FLP,TAB(10);
0480 PRINT USING FLP,0040,' ';
0490 :###.##  |  ##   |
0500 PRINT USING FLP,0490,E(I,J),A(I,J)
```

```
0510 X9=X9+1
0520 NEXT J
0530 GOSUB 1550
0540 NEXT I
0550 PRINT FLP,
0560 PRINT FLP,TAB(10);'TAUX CONSIDERES : ';
0570 PRINT USING FLP,0600,'INFLATION',I(1)*100,P$,I(2)*100,P$;
0571 PRINT USING FLP,0610,I(3)*100,P$,I(4)*100,P$,I(5)*100,P$
0580 PRINT FLP,TAB(28);
0590 PRINT USING FLP,0600,'ACTUALISATION',J(1)*100,P$,J(2)*100,P$;
0591 PRINT USING FLP,0610,J(3)*100,P$,J(4)*100,P$,J(5)*100,P$
0600 :#############: ##.## #, ##.## #,
0610 : ##.## #, ##.## #, ##.## #
0620 X9=X9+2
0670 GOSUB 1320
0680 MAT R(50,5)=(0)
0690 J1=1
0700 FOR J=1 TO N
0710 FOR B1=1 TO 5
0720 I=I(B1)
0730 GOSUB 0810
0740 NEXT B1
0750 NEXT J
0760 GOSUB 1040
0770 GOSUB 1590
0780 GOSUB 1320
0790 CHAIN 'E80',16
0800 END
0810 PRINT '------------------------------------------------------------'
0820 PRINT '                    INFLATION ';I*100
0830 PRINT '------------------------------------------------------------'
0840 FOR K=1 TO 5
0850 A=J(K)
0860 R(J1,K)=D(J,1)
0870 FOR L1=1 TO 4
0880 IF E(J,L1)=0 GOTO 0900
0890 R(J1,K)=R(J1,K)+E(J,L1)*((1+I)/(1+A))↑A(J,L1)
0900 NEXT L1
0910 FOR O=1 TO D(J,4)
0920 R(J1,K)=R(J1,K)+D(J,2)*((1+I)/(1+A)↑O)
0930 NEXT O
0940 R(J1,K)=R(J1,K)-D(J,3)*((1+I)/(1+A))↑D(J,4)
0950 :DESIGN:##  INTERET:##.##  COUT TOTAL: ######.##  J1: ##
0960 PRINT USING 0950,J,J(K)*100,R(J1,K),J1
0970 IF R(J,K)≤G GOTO 0990
0980 G=R(J,K)
0990 IF R(J,K)≥P GOTO 1010
1000 P=R(J,K)
```

```
1010 NEXT K
1020 J1=J1+1
1030 RETURN
1040 X$=X'73'
1060 PRINT FLP,TAB(15);'VARIATIONS DES COUTS TOTAUX';
1080 PRINT FLP,' EN FONCTION DES TAUX D''ACTUALISATION'
1120 X9=2
1130 GOSUB 1860
1140 PRINT FLP,TAB(L);'|        | TAUX       |';TAB(45);'TAUX';
1150 PRINT FLP,' D''INTERET';TAB(81);'|'
1160 PRINT FLP,TAB(L);'| DESIGN | D''         +';
1170 GOSUB 1260
1180 : ####.## |
1190 PRINT FLP,TAB(L);'|        | INFLATION |';
1200 FOR I5=1 TO 5
1210 PRINT USING FLP,1180,J(I5)*100;
1220 NEXT I5
1230 PRINT FLP,TAB(132);''
1240 :|    #    |    ##.##    |
1250 RETURN
1260 FOR I5=1 TO 5
1270 PRINT FLP,'----------+';
1280 NEXT I5
1290 PRINT FLP,TAB(132);''
1300 X9=X9+1
1310 RETURN
1320 FOR X1=1 TO 66-X9
1330 PRINT FLP,
1340 NEXT X1
1350 RETURN
1360 PRINT FLP,
1390 PRINT FLP,TAB(30);'TABLEAU DES DONNEES'
1400 PRINT FLP,TAB(30);'-------------------'
1410 PRINT FLP,
1420 PRINT FLP,
1430 PRINT FLP,
1440 PRINT FLP,TAB(10);'+------+------------+---------+';
1450 PRINT FLP,'----------+---------+---------------+'
1460 PRINT FLP,TAB(10);'|      |COUT        |ENTRETIEN|';
1470 PRINT FLP,'VALEUR    |PERIODE  |ENTRETIEN MAJEUR|'
1480 PRINT FLP,TAB(10);'|DESIGN|CONSTRUCTION|ANNUEL   |';
1490 PRINT FLP,'RESIDUELLE|D''ANALYSE+--------+-------+'
1500 PRINT FLP,TAB(10);'|      |            |         |';
```

```
1510 PRINT FLP,'               |              |  COUT  | ANNEE |'
1520 X9=10
1530 GOSUB 1550
1540 RETURN
1550 PRINT FLP,TAB(10);'+------+------------+---------+';
1560 PRINT FLP,'----------+---------+---------+--------+'
1570 X9=X9+1
1580 RETURN
1590 FOR I=1 TO J1-1
1600 :|   #    |   ##.##   |
1610 : ####.## |
1620 IF I=1|I=6 GOTO 1700
1630 IF I=11|I=16 GOTO 1700
1640 IF I=21|I=26 GOTO 1700
1650 IF I=31|I=36 GOTO 1700
1660 IF I=41|I=46 GOTO 1700
1670 PRINT FLP,TAB(L);
1680 PRINT USING FLP,1600,' ',I(D8)*100;
1690 GOTO 1760
1700 PRINT FLP,TAB(L);'+--------+------------+';
1710 GOSUB 1260
1720 D8=1
1730 D9=((I-1)/5)+1
1740 PRINT FLP,TAB(L);
1750 PRINT USING FLP,1600,D$(D9),I(D8)*100;
1760 FOR I5=1 TO 5
1770 PRINT USING FLP,1610,R(I,I5);
1780 NEXT I5
1790 PRINT FLP,TAB(132);''
1800 X9=X9+1
1810 D8=D8+1
1820 NEXT I
1830 PRINT FLP,TAB(L);'+--------+------------+';
1840 GOSUB 1260
1850 RETURN
1860 PRINT FLP,TAB(L);'+--------+------------+';
1870 FOR I5=1 TO 4
1880 PRINT FLP,'----------';
1890 NEXT I5
1900 PRINT FLP,'---------+'
1910 X9=X9+1
1920 RETURN
```

```
0010 :|   #   |   ###.##   |   ###.##  |  ###.##   |  ###.##  |
0020 :|       |            |           |           |         #|
0030 DIM D(10,4),E(10,4),A(10,4),R(10,5),D$(12),J(5),I(5)
0040 DIM W(21,101)
0050 DATA 'A','B','C','D','E','F','G','H','I','J','.','S'
0060 MAT READ D$
0070 MAT W(21,101)=(11)
0071 L=10
0072 :
0073 :
0074 :
0080 REM ***************************************************
0090 REM *                  ENTREE DES DONNEES                *
0100 REM *                                                    *
0110 REM *   VARIABLE            IDENTIFICATION               *
0120 REM *    MAT D       COL. 1: COUT CONSTRUCTION           *
0130 REM *                     2: COUT D'ENTRETIEN ANNUEL     *
0140 REM *                     3: VALEUR RESIDUELLE           *
0150 REM *                     4: PERIODE D'ANALYSE           *
0160 REM *   MAT E        COUT D'ENTRETIEN MAJEUR (MAX 4)     *
0170 REM *   MAT A        ANNEE DE L'ENTRETIEN MAJEUR (MAX 4) *
0180 REM *   MAT I        °/° DE L'INFLATION (MAX 5)          *
0190 REM *   MAT J        °/° DU TAUX D'ACTUALISATION (MAX 5) *
0200 REM *   N            NOMBRE DE DESIGN (MAX 10)           *
0210 REM ***************************************************
0220 PRINT 'ENTRER LE NOMBRE DE DESIGN'
0230 INPUT N
0240 PRINT 'ENTRER L''INFLATION (5 VALEURS)'
0250 INPUT I(1),I(2),I(3),I(4),I(5)
0260 PRINT 'ENTRER LE TAUX D''ACTUALISATION (5 VALEURS)'
0270 INPUT J(1),J(2),J(3),J(4),J(5)
0280 FOR J=1 TO 5
0290 I(J)=I(J)/100
0300 J(J)=J(J)/100
0310 NEXT J
0320 MAT D(N,4)=(0)
0330 FOR B=1 TO N
0340 PRINT
0350 PRINT '------------------------------------------'
0360 PRINT '                  DESIGN ';B;
0370 PRINT
0380 PRINT 'ENTRER:    - COUT DE CONSTRUCTION'
0390 PRINT '           - COUT D''ENTRETIEN ANNUEL'
0400 PRINT '           - VALEUR RESIDUELLE'
0410 PRINT '           - PERIODE D''ANALYSE'
0420 INPUT D(B,1),D(B,2),D(B,3),D(B,4)
0430 FOR J=1 TO 4
0440 IF J=1 GOTO 0460
0450 IF E(B,J-1)=0&A(B,J-1)=0 GOTO 0500
0460 PRINT 'ENTRER    - ENTRETIEN MAJEUR';J
0470 PRINT '          - ANNEE DE L''ENTRETIEN'
0480 INPUT E(B,J),A(B,J)
0490 NEXT J
0500 NEXT B
```

```
0501 :
0502 :
0503 :
0504 REM *******  P* TABLEAU DES DONNEES ***********
0510 GOSUB 2390
0520 FOR I=1 TO N
0530 FOR J=1 TO 4
0540 IF J=1 GOTO 0570
0550 IF E(I,J)=0&A(I,J)=0 GOTO 0640
0560 IF J>1 GOTO 0600
0570 PRINT FLP,TAB(10);
0580 PRINT USING FLP,0010,I,D(I,1),D(I,2),D(I,3),D(I,4);
0590 GOTO 0620
0600 PRINT FLP,TAB(10);
0610 PRINT USING FLP,0020,' ';
0620 : ###.##  |   ##   |
0630 PRINT USING FLP,0620,E(I,J),A(I,J)
0631 X9=X9+1
0640 NEXT J
0650 GOSUB 2590
0660 NEXT I
0670 PRINT FLP,
0680 PRINT FLP,TAB(30);'    TAUX CONSIDERES'
0690 PRINT FLP,TAB(30);'--------------------------'
0700 PRINT FLP,TAB(30);'INFLATION   ACTUALISATION'
0710 PRINT FLP,TAB(30);'---------   -------------'
0720 :      ##            ##
0721 X9=X9+5
0730 FOR I=1 TO 5
0740 PRINT FLP,TAB(30);
0750 PRINT USING FLP,0720,I(I)*100,J(I)*100
0751 X9=X9+1
0760 NEXT I
0761 GOSUB 1600
0770 REM
0771 REM
0780 REM
0781 REM
0790 REM ***************************************************
0800 REM *         COUT TOTAL AVEC INFLATION VARIABLE        *
0810 REM *                                                   *
0820 REM *   VARIABLE              IDENTIFICATION            *
0830 REM *    MAT R          RESULTATS F(INTERETS VARIABLES)   *
0840 REM ***************************************************
0841 REM
0842 REM
0850 MAT R(N,5)=(0)
0860 FOR B1=1 TO 5
0870 I=I(B1)
0880 GOSUB 1020
0890 GOSUB 1220
0900 GOSUB 1600
0910 GOSUB 1640
0920 GOSUB 2200
0930 GOSUB 2020
0940 GOSUB 2100
0950 GOSUB 1930
0960 GOSUB 2100
0970 GOSUB 2020
0980 GOSUB 1600
0990 NEXT B1
0991 :
0992 :
1000 END
```

```
1001 REM L'INSTRUCTION PRECEDENTE INDIQUE LA FIN DU PROGRAMME
1002 :
1003 :
1004 :
1010 REM *********  SOUS-ROUTINE CALCUL DU COUT TOTAL  *********
1020 FOR J=1 TO N
1030 PRINT '-------------------------------------------------'
1040 PRINT '                INFLA.ION ';I*100
1041 PRINT '-------------------------------------------------'
1050 FOR K=1 TO 5
1060 A=J(K)
1070 R(J,K)=D(J,1)
1080 FOR L1=1 TO 4
1090 IF E(J,L1)=0 GOTO 1110
1100 R(J,K)=R(J,K)+E(J,L1)*((1+I)/(1+A))↑A(J,L1)
1110 NEXT L1
1120 FOR O=1 TO D(J,4)
1130 R(J,K)=R(J,K)+D(J,2)*((1+I)/(1+A)↑O)
1140 NEXT O
1150 R(J,K)=R(J,K)-D(J,3)*((1+I)/(1+A))↑D(J,4)
1160 :DESIGN: #  INTERET:##.##  COUT TOTAL: ######.##
1170 PRINT USING 1160,J,J(K)*100,R(J,K)
1171 IF R(J,K)≤G GOTO 1175
1172 G=R(J,K)
1175 IF R(J,K)≥P GOTO 1180
1176 P=R(J,K)
1180 NEXT K
1190 NEXT J
1200 RETURN
1201 :
1202 :
1203 :
1210 :   *********   P* TABLEAU DES RESULTATS      *********
1220 X$=X'73'
1230 PRINT FLP,
1231 PRINT FLP,
1232 PRINT FLP,
1240 PRINT FLP,TAB(20);'TABLEAU INDIQUANT LA VARIATION DES';
1250 PRINT FLP,' COUTS TOTAUX '
1260 PRINT FLP,TAB(20);'EN FONCTION DE DIVERS TAUX D''ACTUALI';
1270 PRINT FLP,'SATION'
1280 PRINT FLP,
1290 PRINT FLP,TAB(30);'INFLATION EGALE A';I*100;X$
1300 PRINT FLP,
1310 PRINT FLP,
1320 X9=9
1330 GOSUB 1530
1340 PRINT FLP,TAB(L);'|   DESIGN   |';
1350 : ####.## |
1360 FOR I5=1 TO 5
1370 PRINT USING FLP,1350,J(I5)*100;
1380 NEXT I5
1390 PRINT FLP,TAB(132);''
1400 GOSUB 1530
1410 :|     #      |
1420 FOR J=1 TO N
1430 PRINT FLP,TAB(L);
1440 PRINT USING FLP,1410,D$(J);
1450 FOR K=1 TO 5
1460 PRINT USING FLP,1350,R(J,K);
1470 NEXT K
1480 PRINT FLP,TAB(132);''
1490 X9=X9+1
1500 NEXT J
```

```
1510 GOSUB 1530
1520 RETURN
1521 :
1522 :
1523 :     ******* P* LIGNE ---------+ **********
1530 PRINT FLP,TAB(L);'+------------+';
1540 FOR I5=1 TO 5
1550 PRINT FLP,'---------+';
1560 NEXT I5
1570 PRINT FLP,TAB(132);''
1580 X9=X9+1
1590 RETURN
1591 :
1592 :
1599 :    *********** SOUS-ROUTINE SAUT DE PAGE **************
1600 FOR X1=1 TO 66-X9
1610 PRINT FLP,
1620 NEXT X1
1630 RETURN
1631 :
1632 :
1633 :
1640 :    *********** SOUS-ROUTINE P* GRAPHIQUE *************
1650 MAT W=(11)
1651 PRINT 'MINIMUM: ';J(1)*100,'MAXIMUM: ';J(5)*100
1660 PRINT
1670 PRINT 'ENTRER: - INTERET MINIMUM  ET MAXIMUM'
1680 PRINT '        - NBRE DE POSITIONS (MAX 20)'
1690 INPUT I1,I2,G1
1700 PRINT
1701 PRINT 'MINIMUM: ';P,'MAXIMUM: ';G
1710 PRINT 'ENTRER: - COUT TOTAL MINIMUM ET MAXIMUM'
1720 PRINT '        - NBRE DE POSITIONS (50,60,70,80,90 OU 100)'
1730 INPUT C1,C2,G2
1740 REM CALCUL DE LA VALEUR DE CHAQUE INTERVALLE (G3, G4)
1750 G3=(I2-I1)/G1
1760 G4=(C2-C1)/G2
1770 M=6
1780 FOR G=1 TO 5
1790 M=M-1
1800 FOR H=1 TO N
1810 Y1=INT(((R(H,G)-C1)/G4)+.05)+1
1820 X1=INT(((J(M)*100-I1)/G3)+.05)+1
1830 IF W(X1,Y1)=11 GOTO 1860
1840 W(X1,Y1)=12
1850 GOTO 1870
1860 W(X1,Y1)=H
1870 : COUT:###.### INTERET:##.#    X1:##    Y1:##
1880 PRINT USING 1870,R(H,G),J(M)*100,X1,Y1
1890 NEXT H
1900 NEXT G
1920 RETURN
1921 :
1922 :
1923 :    *********  P* UNE LIGNE DU GRAPHIQUE *********
1930 FOR I=1 TO G1+1
1940 PRINT FLP,TAB(L-1);'+';
1950 FOR J=1 TO G2
1960 PRINT FLP,TAB(L+J);D$(W(I,J));
1970 NEXT J
1980 PRINT FLP,'+'
1990 NEXT I
2000 X9=X9+1
```

```
2010 RETURN
2011 :
2012 :
2013 :
2020 REM **** SOUS-ROUTINE P* VALEURS AUX 10 INTERVALLES *****
2030 :    ######.##
2031 : ######.##
2040 PRINT FLP,TAB(L);
2050 FOR G5=1 TO G2/10
2051 IF G5>1 GOTO 2062
2060 PRINT USING FLP,2030,(C1+G5*10*G4);
2061 GOTO 2070
2062 PRINT USING FLP,2031,(C1+G5*10*G4);
2070 NEXT G5
2080 PRINT FLP,TAB(132);' '
2081 X9=X9+1
2090 RETURN
2091 :
2092 :
2093 :
2100 REM ---- SOUS-ROUTINE P* +++++++++. -----
2110 PRINT FLP,TAB(L);'.+++++++++.+++++++++.+++++++++.+++++++++';
2120 PRINT FLP,'.+++++++++.';
2130 IF G2/10=5 GOTO 2170
2140 FOR G5=6 TO G2/10
2150 PRINT FLP,'+++++++++.';
2160 NEXT G5
2170 PRINT FLP,TAB(132);' '
2180 X9=X9+1
2190 RETURN
2191 :
2192 :
2193 :
2200 REM **** SOUS-ROUTINE ENTETE DU GRAPHIQUE ****
2210 X9=13
2220 PRINT FLP,
2230 PRINT FLP,
2240 PRINT FLP,TAB(25);'FIGURE  '
2250 PRINT FLP,TAB(25);'---------'
2260 PRINT FLP,
2270 PRINT FLP,
2280 PRINT FLP,TAB(L+20);'GRAPHIQUE COMPARATIF ILLUSTRANT'
2290 PRINT FLP,TAB(L+15);'LA VARIATION DES COUTS TOTAUX DE DI';
2291 PRINT FLP,'FFERENTS DESIGNS'
2300 PRINT FLP,TAB(L+15);'EN FONCTION DE DIVERS TAUX D''INFLA';
2310 PRINT FLP,'TION ET D''ACTUALISATION.'
2320 PRINT FLP,
2330 PRINT FLP,
2340 PRINT FLP,TAB(L+11);' ';
2350 : CHAQUE '+' = ####.## UNITES
2360 PRINT USING FLP,2350,G4
2370 PRINT FLP,
2380 RETURN
```

```
2381 :
2382 :
2383 :
2390 :    ****** P* ENTETE TABLEAU DES DONNEES *******
2400 FOR I=1 TO 5
2410 PRINT FLP,
2420 NEXT I
2430 PRINT FLP,TAB(30);'TABLEAU DES DONNEES'
2440 PRINT FLP,TAB(30);'-------------------'
2450 PRINT FLP,
2460 PRINT FLP,
2470 PRINT FLP,
2480 PRINT FLP,TAB(10);'+--------+--------------+-----------+';
2490 PRINT FLP,'-----------+-----------+----------------+'
2500 PRINT FLP,TAB(10);'|        | COUT         | ENTRETIEN |';
2510 PRINT FLP,' VALEUR     | PERIODE   | ENTRETIEN MAJEUR |'
2520 PRINT FLP,TAB(10);'| DESIGN | CONSTRUCTION | ANNUEL    |';
2530 PRINT FLP,' RESIDUELLE | D''ANALYSE +---------+--------+'
2540 PRINT FLP,TAB(10);'|        |              |           |';
2550 PRINT FLP,'            |           |   COUT   |  ANNEE |'
2560 X9=14
2570 GOSUB 2590
2580 RETURN
2581 :
2582 :
2583 :
2590 :    ***** P* LIGNE --------... DU TABLEAU DES DONNEES *****
2600 PRINT FLP,TAB(10);'+--------+--------------+-----------+';
2610 PRINT FLP,'-----------+-----------+---------+--------+'
2620 X9=X9+1
2630 RETURN
```

```
0010 USE R(50,5),D$(17),J(5),I(5),J1
0020 :SAVE16,'COUTS - 2'
0030 DIM B(5),F(5),E(10),D(10),W(21,101),M(5)
0040 DATA 0,5,10,15,20,25,30,35,40,45
0050 MAT READ E
0060 DATA -4,-3,-2,-1,0
0070 MAT READ F
0080 MAT W(21,101)=(11)
0081 MAT M=(9999999999)
0090 L=15
0100 P$=X'73'
0110 REM
0120 REM ******************************************************
0130 REM *          COUT TOTAL AVEC INFLATION VARIABLE          *
0140 REM *                                                      *
0150 REM *   VARIABLE              IDENTIFICATION               *
0160 REM *    MAT R          RESULTATS F(INTERETS VARIABLES)    *
0170 REM ******************************************************
0180 REM
0190 PRINT
0200 PRINT 'MINIMUM: ';J(1)*100,'MAXIMUM: ';J(5)*100
0210 PRINT
0220 PRINT 'ENTRER: - INTERET MINIMUM  ET MAXIMUM'
0230 PRINT '        - NBRE DE POSITIONS (10,15 OU 20)'
0240 INPUT I1,I2,G1
0250 IF I1>J(1)*100|I2<J(5)*100 GOTO 0190
0260 IF G1=10|G1=20 GOTO 0290
0270 IF G1=15 GOTO 0290
0280 GOTO 0190
0290 N2=5
0300 N3=1
0310 MAT B=(5)
0320 FOR I=1 TO (J1-1)/5
0330 MAT F=F+B
0340 GOSUB 0960
0350 GOSUB 2010
0360 GOSUB 1740
0370 GOSUB 1880
0380 GOSUB 1530
0390 GOSUB 1880
0400 GOSUB 1740
0410 GOSUB 2450
0420 GOSUB 0890
0430 NEXT I
0440 MAT D=(1)
0450 N2=(J1-1)/5
0460 N3=2
0470 FOR I=1 TO 5
0480 MAT E=E+D
0490 GOSUB 0960
0500 GOSUB 2010
```

```
0510 GOSUB 1740
0520 GOSUB 1880
0530 GOSUB 1530
0540 GOSUB 1880
0550 GOSUB 1740
0560 GOSUB 2450
0570 GOSUB 0890
0580 NEXT I
0590 I1=I(1)*100
0600 I2=I(2)*100
0610 I3=I(3)*100
0620 I4=I(4)*100
0630 I5=I(5)*100
0640 :-------  -------  -------  -------  -------
0650 :##.## #  ##.## #  ##.## #  ##.## #  ##.## #
0660 :####.##  ####.##  ####.##  ####.##  ####.##
0670 :---------------------------------------------
0680 :              TAUX D'INFLATION
0681 PRINT FLP,
0682 PRINT FLP,
0690 PRINT FLP,TAB(30);'COUTS MOYENS OPTIMUM'
0700 PRINT FLP,TAB(30);'--------------------'
0710 PRINT FLP,
0711 PRINT FLP,
0720 PRINT FLP,TAB(15);
0730 PRINT FLP,TAB(15);'              TAUX D''INFLATION'
0740 PRINT FLP,TAB(15);'---------------------------------------------';
0750 PRINT FLP,'-----'
0760 PRINT FLP,TAB(15);
0770 PRINT USING FLP,0650,I1,P$,I2,P$,I3,P$,I4,P$,I5,P$
0780 PRINT FLP,TAB(15);
0790 PRINT USING FLP,0640
0800 PRINT FLP,TAB(15);
0810 PRINT USING FLP,0660,M(1),M(2),M(3),M(4),M(5)
0820 :
0830 END
0840 REM L'INSTRUCTION PRECEDENTE INDIQUE LA FIN DU PROGRAMME
0850 :
0860 :
0870 :
0880 :   *********** SOUS-ROUTINE SAUT DE PAGE **************
0890 FOR X1=1 TO 66-X9
0900 PRINT FLP,
0910 NEXT X1
0920 RETURN
0930 :
0940 :
0950 :
0960 :   *** SOUS-ROUTINE CALCUL DES VALEURS DU GRAPHIQUE ***
0970 P=999999999
0980 G=-999999999
```

```
0990 FOR K9=1 TO N2
1000 FOR B1=1 TO 5
1010 GOTO 1020,1070 ON N3
1020 IF R(F(K9),B1)≤G GOTO 1040
1030 G=R(F(K9),B1)
1040 IF R(F(K9),B1)≥P GOTO 1110
1050 P=R(F(K9),B1)
1060 GOTO 1110
1070 IF R(E(K9),B1)≤G GOTO 1090
1080 G=R(E(K9),B1)
1090 IF R(E(K9),B1)≥P GOTO 1110
1100 P=R(E(K9),B1)
1110 NEXT B1
1111 IF N3=1 GOTO 1150
1120 M=(R(E(K9),1)+R(E(K9),2)+R(E(K9),3)+R(E(K9),4)+R(E(K9),5))/5
1130 IF M≥M(I) GOTO 1150
1140 M(I)=M
1150 NEXT K9
1160 PRINT
1170 :        MINIMUM : ###.##        MAXIMUM : ###.##
1180 PRINT USING 1170,P,G
1190 PRINT
1200 PRINT 'ENTRER: - COUT TOTAL MINIMUM ET MAXIMUM'
1210 PRINT '        - NBRE DE POSITIONS (50,60,70,80,90 OU 100)'
1220 INPUT C1,C2,G2
1230 IF C1>P!C2<G GOTO 1160
1240 IF G2<50!G2>100 GOTO 1160
1250 MAT W=(11)
1260 P=999999999
1270 G=-999999999
1280 REM CALCUL DE LA VALEUR DE CHAQUE INTERVALLE (G3, G4)
1290 G3=(I2-I1)/G1
1300 G4=(C2-C1)/G2
1310 M=6
1320 FOR G=1 TO 5
1330 M=M-1
1340 FOR H=1 TO N2
1350 GOTO 1360,1380 ON N3
1360 Y1=INT(((R(F(H),G)-C1)/G4)+.05)+1
1370 GOTO 1390
1380 Y1=INT(((R(E(H),G)-C1)/G4)+.05)+1
1390 X1=INT(((J(M)*100-I1)/G3)+.05)+1
1400 IF W(X1,Y1)=11 GOTO 1430
1410 W(X1,Y1)=12
1420 GOTO 1470
1430 GOTO 1440,1460 ON N3
1440 W(X1,Y1)=H+12
1450 GOTO 1470
1460 W(X1,Y1)=H
1470 NEXT H
1480 NEXT G
1490 RETURN
1500 :
1510 :
```

```
1520 :    *********  P* UNE LIGNE DU GRAPHIQUE *********
1530 FOR K=1 TO G1+1
1540 P1=I1+G3*(K-1)
1550 IF K=1!K=6 GOTO 1590
1560 IF K=11!K=16 GOTO 1590
1570 I$='+'
1580 GOTO 1630
1590 PRINT FLP,TAB(L-8);' ';
1600 : ##.##
1610 PRINT USING FLP,1600,P1;
1620 I$='.'
1630 PRINT FLP,TAB(L-1),I$;
1640 FOR J=1 TO G2+1
1650 PRINT FLP,TAB(L-1+J);D$(W(K,J));
1660 NEXT J
1670 PRINT FLP,TAB(G2+1+L);I$
1680 X9=X9+1
1690 NEXT K
1700 RETURN
1710 :
1720 :
1730 :
1740 REM **** SOUS-ROUTINE P* VALEURS AUX 10 INTERVALLES *****
1750 :     ######.##
1760 : ######.##
1770 PRINT FLP,TAB(L-7);
1780 PRINT USING FLP,1760,C1;
1790 FOR G5=1 TO G2/10
1800 PRINT USING FLP,1760,(C1+G5*10*G4);
1810 NEXT G5
1820 PRINT FLP,TAB(132);' '
1830 X9=X9+1
1840 RETURN
1850 :
1860 :
1870 :
1880 REM ---- SOUS-ROUTINE P* +++++++++, -----
1890 PRINT FLP,TAB(L);'.+++++++++,+++++++++,+++++++++,+++++++++';
1900 PRINT FLP,'.+++++++++,';
1910 IF G2/10=5 GOTO 1950
1920 FOR G5=6 TO G2/10
1930 PRINT FLP,'+++++++++,';
1940 NEXT G5
1950 PRINT FLP,TAB(132);' '
1960 X9=X9+1
1970 RETURN
1980 :
1990 :
2000 :
2010 REM **** SOUS-ROUTINE ENTETE DU GRAPHIQUE ****
2020 X9=14
2030 PRINT FLP,
2040 PRINT FLP,
2050 PRINT FLP,TAB(40);'FIGURE  '
```

```
2060 PRINT FLP,TAB(40);'----------'
2070 PRINT FLP,
2080 PRINT FLP,
2090 PRINT FLP,TAB(L+20);' VARIATIONS DES COUTS TOTAUX'
2100 PRINT FLP,TAB(L+10);'EN FONCTION DES TAUX D''INFLA';
2110 PRINT FLP,'TION ET D''ACTUALISATION.'
2120 PRINT FLP,
2130 GOTO 2140,2320 ON N3
2140 :DESIGN #
2150 PRINT FLP,TAB(L);
2160 PRINT USING FLP,2140,D$(I)
2170 PRINT FLP,
2180 X9=X9+4
2190 :COURBE  TAUX D'INFLATION
2200 :------  ----------------
2210 PRINT FLP,TAB(L);
2220 PRINT USING FLP,2190
2230 PRINT FLP,TAB(L);
2240 PRINT USING FLP,2200
2250 :  #         ##.## #
2260 FOR N=1 TO 5
2270 PRINT FLP,TAB(L);
2280 PRINT USING FLP,2250,N,I(N)*100.P$
2290 X9=X9+1
2300 NEXT N
2310 GOTO 2360
2320 :TAUX D'INFLATION : ##.## #
2330 PRINT FLP,TAB(L);
2340 PRINT USING FLP,2320,J(I)*100,P$
2350 X9=X9+1
2360 PRINT FLP,
2370 PRINT FLP,TAB(L+11);' ';
2380 : CHAQUE '+' =###.## UNITE(S)
2390 PRINT FLP,TAB(L+20);'COUTS TOTAUX'
2400 PRINT FLP,
2410 PRINT FLP,TAB(L+12);
2420 PRINT USING FLP,2380,G4
2430 PRINT FLP,
2440 RETURN
2450 PRINT FLP,
2460 PRINT FLP,TAB(L-6);'ACTUALISATION'
2470 PRINT FLP,
2480 PRINT FLP,TAB(L-7);
2490 PRINT USING FLP,2380,G3
2500 X9=X9+4
2510 RETURN
```

7. COMPORTEMENT DES SECTIONS D'ESSAIS PENDANT LES DEUX PREMIÈRES ANNÉES D'OBSERVATIONS (Octobre 1981 à novembre 1983) (1)

7.1 Programme de lectures et de contrôle du comportement

Un programme de contrôle fut mis au point dès le début du projet afin de vérifier l'évolution dans le temps du comportement des sections d'essais.

Le programme visait la mesure des variations des conditions physiques des diverses couches de pavage et de sol sous l'effet des changements des conditions climatiques ambiantes. Il visait aussi la mesure des variations possibles de la capacité portante des structures de pavage et de la dégradation dans l'aspect visuel des sections.

Les conditions physiques des divers composants des pavages furent évaluées en terme des changements dans les conditions d'humidité et de température des trois sections instrumentées: sections A, C et D, principalement pendant les périodes d'hiver et du dégel annuel.

Les lectures d'instruments furent faites sur une base régulière, soit deux fois par mois en moyenne. Cependant, en raison des problèmes d'accès au site très achalandé et des conditions imprévisibles du climat durant l'hiver 1982-1983, la schédule de lectures prévue a dû être changée souvent au cours de ce second hiver.

Les variations dans la capacité structurale des pavages furent évaluées en terme des variations dans les déflexions de la surface mesurées à l'aide de l'appareil Dynaflect et des variations correspondantes dans les modules dynamiques des différentes couches, calculées à partir des déflexions mesurées.

Les mesures de déflexion au Dynaflect furent prises cinq fois après la construction:

- la première fois, en septembre 1981, à la fin de la construction;
- deux fois, en 1982, d'abord au cours de l'été (juin) puis à l'automne (novembre);
- deux fois, en 1983, également, d'abord en été (juillet) puis à l'automne (octobre).

Des mesures de déflexion ont également été prises à l'aide d'une poutre Benkelman en juin et juillet 1982. Ces déflexions furent mesurées sous l'effet des charges réelles subies par le pavage: des chargeurs à containers montés sur

(1) avec M.A. Laforte, ing MScA.

pneumatiques furent utilisés; des charges sur roues de 45 tonnes ont été atteintes.

De ces diverses mesures de déflexions, les modules dynamiques furent calculés pour chaque structure de pavage, utilisant un programme élastique bi-couche. Les résultats de ces calculs ont été ensuite comparés avec ceux obtenus antérieurement.

Enfin, les variations dans l'aspect de la surface des revêtements furent évaluées en terme des chargements dans les élévations de surface (soulèvements ou affaissements) et en terme des détériorations dans l'état général des surfaces: nombre de blocs fissurés ou craquelés, changement dans les finis de surface et poinçonnement pour les chaussées de blocs; fissuration de la surface pour la chaussée en revêtement bitumineux.

Les variations dans les niveaux de surface furent mesurées à l'aide de relevés topographiques de nivellement tandis que les déformations locales et l'orniérage étaient mesurés à l'aide d'une règle.

Des relevés visuels de l'aspect général de la surface et du comptage des blocs détériorés ont été faits périodiquement, soit deux fois en 1982 (avril et septembre) et deux fois également en 1983 (début mars et juillet).

7.2 <u>Comportement vis-à-vis des variations des conditions climatiques des sections instrumentées (A, C et D)</u>

Trois sections (A, C et D) ont été instrumentées (c.f. partie 5 du rapport): la première section (A) présente un revêtement de pavés de 100 mm d'épaisseur sur une fondation de pierre concassée; la seconde section (C) présente un revêtement bitumineux de 160 mm d'épaisseur sur une fondation de pierre concassée et la troisième section (D) présente un revêtement de pavés de 100 mm d'épaisseur sur une fondation de pierre concassée traitée au ciment.

Le comportement des six sections d'essais a été évalué à partir du comportement de ces trois sections, d'abord en terme des variations entre les différents types de revêtement (blocs ou revêtement bitumineux) et en terme des variations sous les conditions hivernales et printanières au cours des périodes 1981-1982 et 1982-1983.

7.2.1 Conditions climatiques au cours de l'hiver 1981-1982

L'hiver qui suivit la construction des chaussées d'essais fut particulièrement rude, étant l'un des plus sévères

jamais subit à Montréal, à la fois par l'intensité de l'indice de gel, par la longueur de la période de gel, par la température moyenne de l'hiver et par la précipitation neigeuse.

La période de gel dure du 4 décembre 1981 au 15 mars 1982 et l'indice de gel mesuré fut de 997°C-jour; cet indice se compare à un indice maximal moyen pour Montréal (Dorval) de 1000°C-jour. La température minimale fut de -35°C (janvier 1982) et il y a eu très peu de périodes de dégel entre le mois de décembre et la fin de février. On compte un total de 35 cycles de gel/dégel (air) dont la majeure partie en novembre-décembre ou en mars-avril.

7.2.2 Conditions climatiques au cours de l'hiver 1982-1983

Le second hiver (1982-1983) fut, au contraire, un hiver très doux, avec un indice de gel calculé de 571°C-jour et de fréquentes périodes de dégel en décembre, janvier et février. La période de gel la plus longue fut environ 10 jours et la température minimale atteinte fut de -22°C, atteinte trois fois (décembre,début janvier, et début février).

Le printemps vint tôt, avec des signes dès le 15 février, mais il fut suivit d'une période froide et neigeuse entre le 15 mars et la fin d'avril.

La neige fut assez rare cependant; des pluies abondantes et du verglas ont été souvent notés lors des nombreuses périodes de dégel hivernal. On a compté pour l'air plus de 70 de ces périodes, avec 28 cycles de gel/dégel entre le 15 décembre 1982 et le 15 février 1983, et 35 entre le 15 février et la mi-avril.

7.2.3 Régime thermique des sections instrumentées

En regard des variations imprévisibles dans la température notées au cours de l'hiver 1982-1983, et de la fréquence réelle des lectures faites au cours de cette période, peu de renseignements peuvent être interprétés de façon rationnelle, à partir de ces quelques résultats. Cependant, comme la tendance des mesures faites suit celles obtenues des lectures faites au cours de l'hiver 1981-1982, les commentaires seront surtout basés sur ces mesures précédentes obtenues de façon plus régulière.

Tous les résultats obtenus sont, cependant, présentés en annexe de ce chapitre et aux figures ci-après.

Le régime thermique a été interprété en terme des profondeurs de gel, de la température minimale de la surface et

des variations générales de température sous les trois pavages différents: revêtement bitumineux, pavés sur fondation granulaire conventionnelle, et pavés sur fondation granulaire traitée au ciment.

7.2.3.1 Pénétration du gel

La pénétration du gel (figures 7.1, 7.2 et 7.3) varie entre 1,60 m et 1,88 m au cours de l'hiver 1981-1982 et entre 1,38 m et 1,63 m au cours de l'hiver 1982-1983. La section instrumentée avec un revêtement bitumineux a la pénétration du gel la plus faible (7.1) pour les deux saisons de mesure.

Les deux chaussées de pavés ont des pénétrations de gel plus grandes et la chaussée ayant une fondation traitée au ciment montre la pénétration du gel la plus forte (7.3).

7.2.3.2 Variation de la température en surface et en profondeur

La différence dans la pénétration du gel s'explique par la distribution de la température notée:

- la section C, ayant un revêtement bitumineux de couleur noire (7.4) montre la température minimale la plus élevée (à -12°C): de même, le retard entre la direction du changement en surface avec celle de la profondeur est presque nulle jusqu'à 600 mm. Ce retard s'accentue par ailleurs en profondeur et il est important à 800 mm et à 1600 mm;

- la section D possédant un revêtement de pavés de couleur gris pâle et reposant sur une fondation traitée atteint, par ailleurs, la température la plus froide, à la fois en surface (- 20°C à 50 mm) et en profondeur (figure 7.5).

Le retard entre la réponse de la surface et celle des matériaux plus profonds est également très faible jusqu'à 1600 mm.

Enfin, la section A, possédant aussi un revêtement de pavés, mais qui repose sur une base granulaire normale atteint une température plus froide entre 100 et 600 mm, mais des températures intermédiaires à des profondeurs plus grandes (figure 7.6): le retard dans la réponse est, par ailleurs, semblable à celui de la section recouverte de béton bitumineux.

A partir de ces résultats, il apparaît que le régime thermique d'un pavage de pavés est plus sévère que celui d'un pavage avec revêtement bitumineux, à la fois en regard de la pénétration du gel et de la distribution des températures

FIGURE 7.1

PÉNÉTRATION DU GEL SOUS LE REVÊTEMENT BITUMINEUX

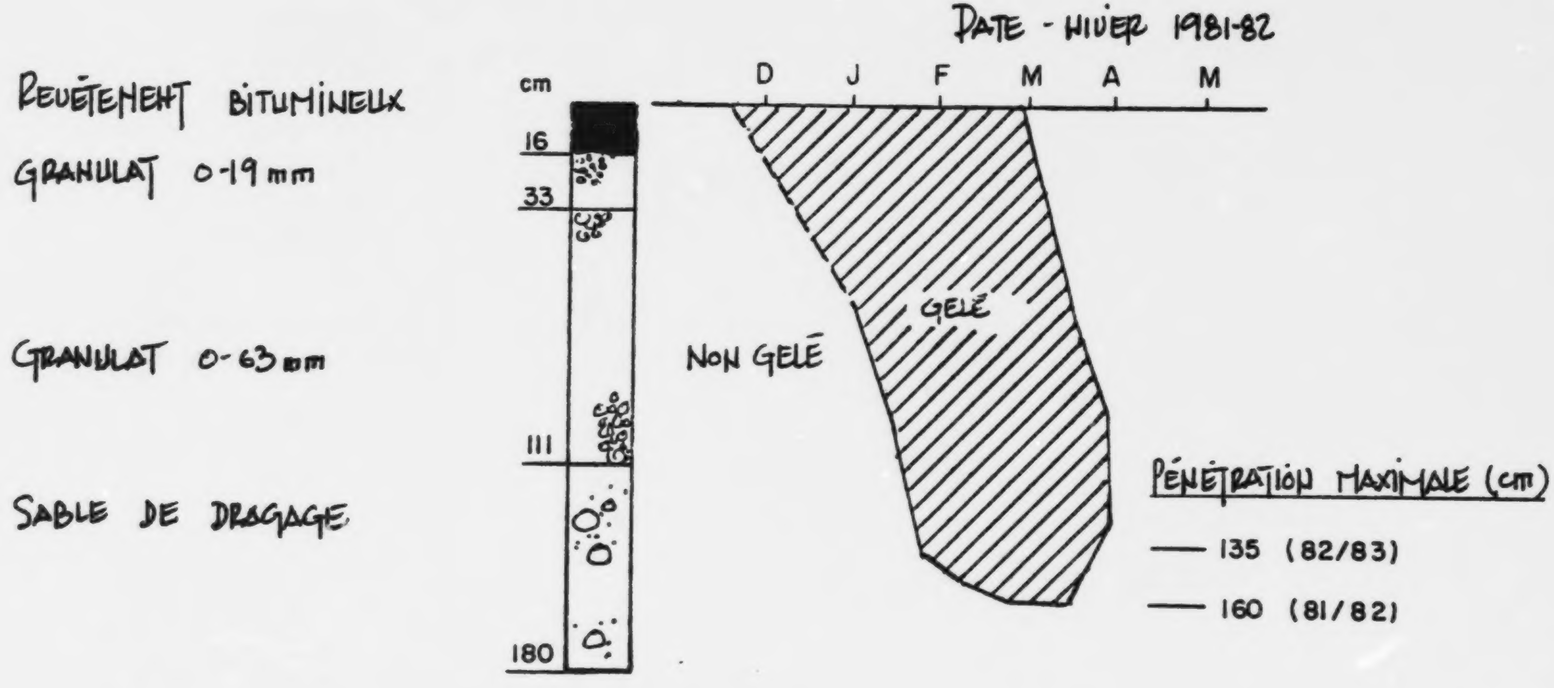


FIGURE 7.2

PÉNÉTRATION DU GEL SOUS LA SECTION PAVÉE AVEC UNE FONDATION GRANULAIRE TRAITÉE AU CIMENT

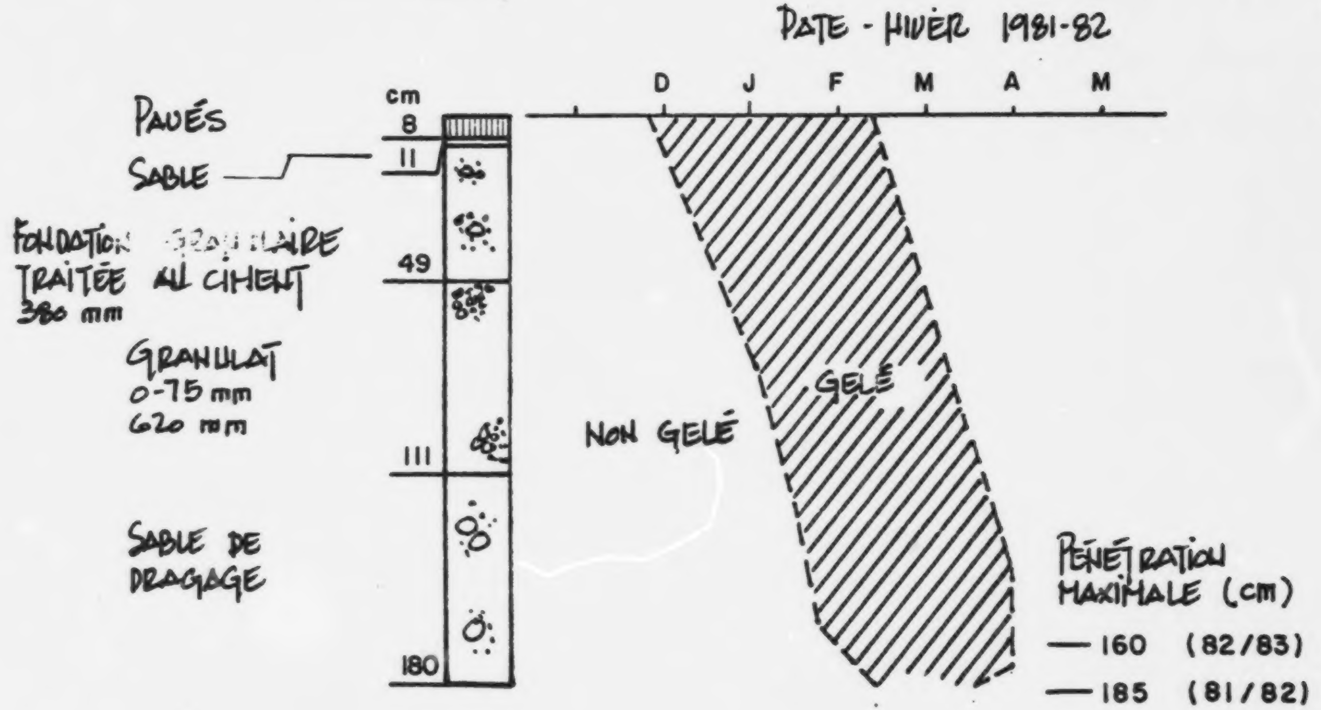


FIGURE 7.3

PÉNÉTRATION DU GEL SOUS LES PAVÉS AVEC UNE FONDATION GRANULAIRE CONVENTIONNELLE

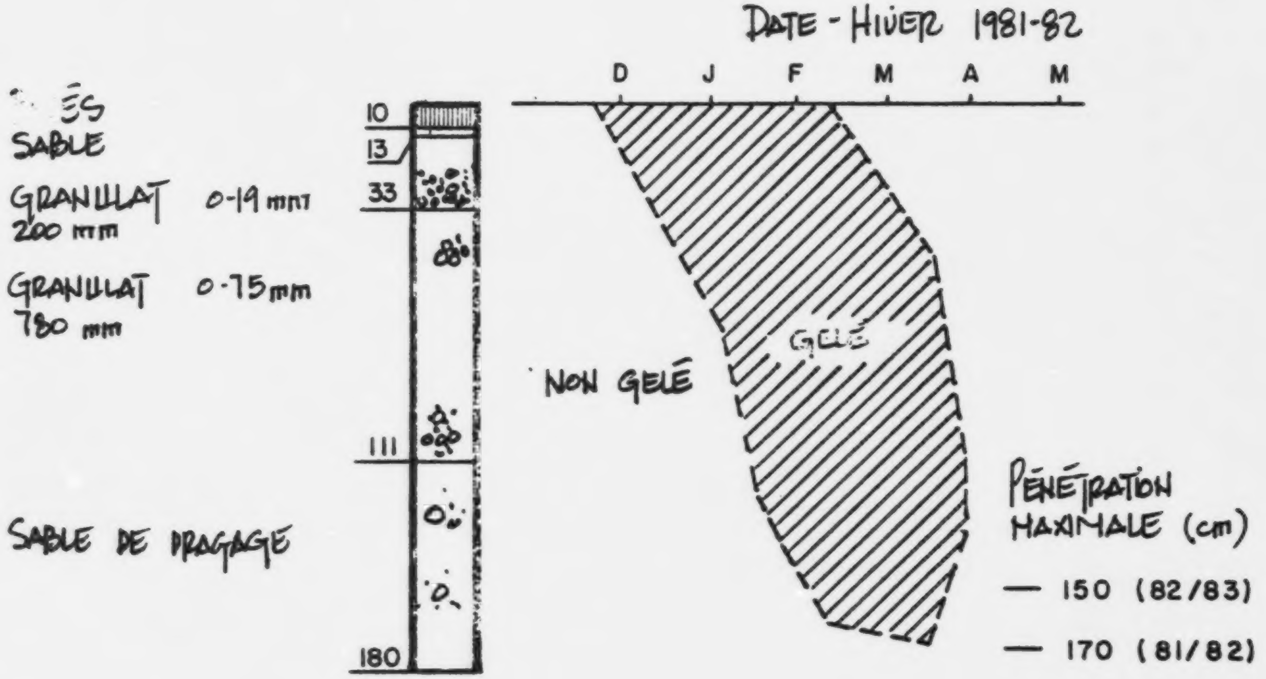


FIGURE 7.4

VARIATION DE LA TEMPÉRATURE SOUS LE REVÊTEMENT BITUMINEUX, FONDATION GRANULAIRE (SECTION G)

HIVER 1981-82

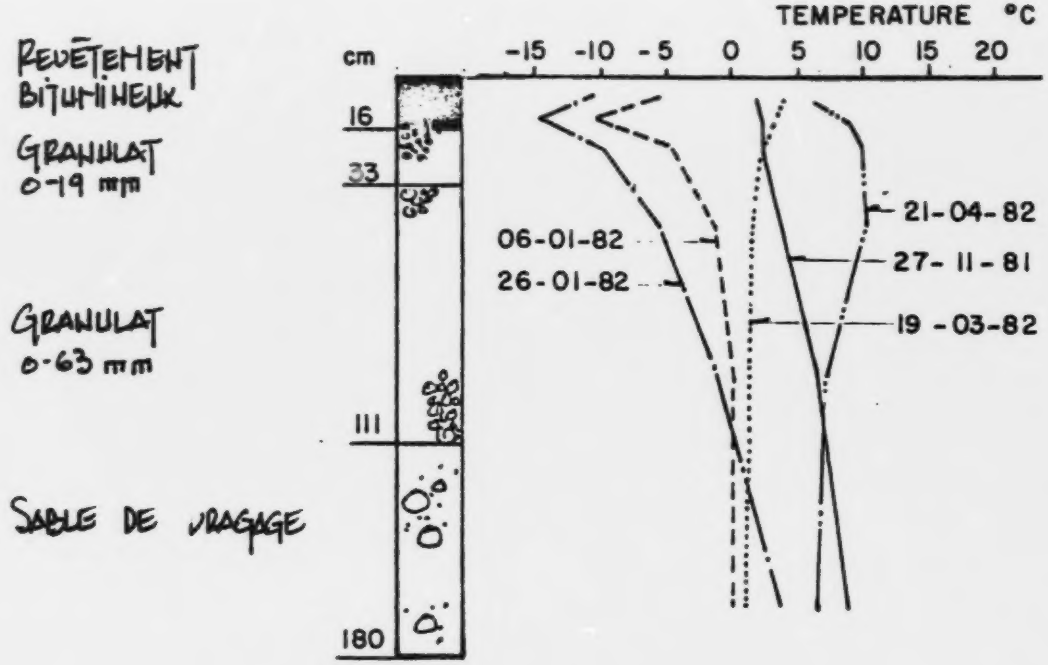


FIGURE 7.5

VARIATION DE LA TEMPÉRATURE SOUS LES PAVÉS AVEC FONDATION GRANULAIRE TRAITÉE AU CIMENT, SECTION D

HIVER 1981-82

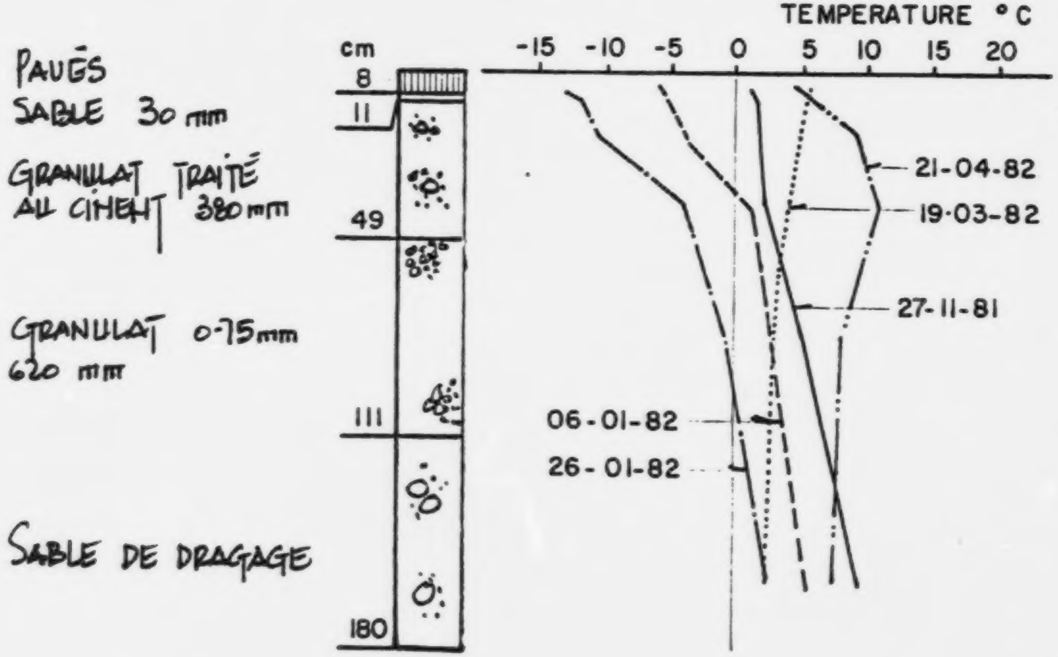
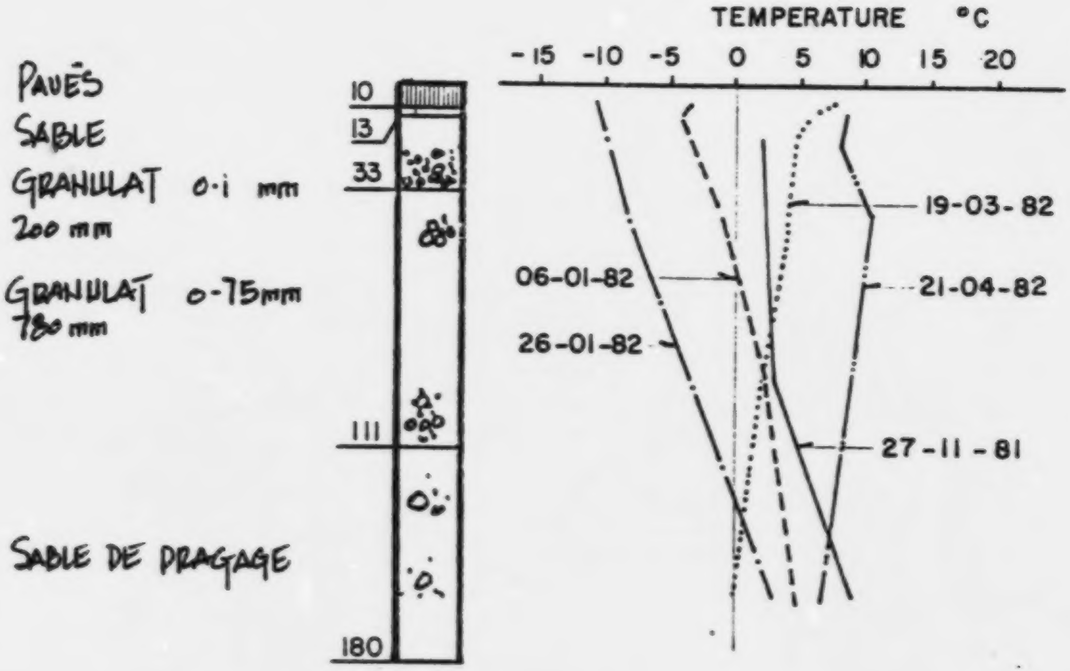


FIGURE 7.6

VARIATION DE LA TEMPERATURE SOUS LES PAVÉS AVEC FONDATION GRANULAIRE, SECTION A HIVER 1981-82



avec la profondeur. Le régime thermique d'un pavage de blocs se rapproche ainsi de celui d'un pavage de béton de ciment normal.

Ce régime thermique devra donc être considéré dans le design, en particulier si le sol de fondation est sensible aux soulèvements différentiels dus au gel et si le niveau de la nappe est inférieur à la profondeur possible de pénétration du gel.

Autre résultat intéressant, la coloration de la surface du pavage a une plus grande influence sur le régime thermique que la conductivité thermique des couches sous le revêtement et que les effets possibles de la chaleur latente. A cet effet, si on considère les deux surfaces de pavés (sections A et D) comme comparables au point de vue du comportement thermique, le pavage de blocs sur une fondation granulaire non traitée a un régime thermique moins sévère que celui du pavage de blocs sur la fondation traitée au ciment: même si cette dernière a une plus faible conductivité thermique que le matériau non traité (K granulat non traité - 3 K granulat traité), les effets de chaleur latente de la base non traitée assurent une pénétration du gel moins grande et un régime thermique globalement moins sévère.

Cependant, si le régime thermique de la section A est comparé avec celui existant sous la section C, laquelle a un recouvrement de béton bitumineux noir, le régime thermique de la section A est plus sévère. Cela indique que l'effet de la coloration de surface est plus important que les autres effets influençant le régime thermique, les autres conditions étant les mêmes.

7.2.4 Régime d'humidité des sections instrumentées

Les variations dans les conditions d'humidité ont été mesurées au cours de la période de dégel des deux hivers 1981-1982 et 1982-1983.

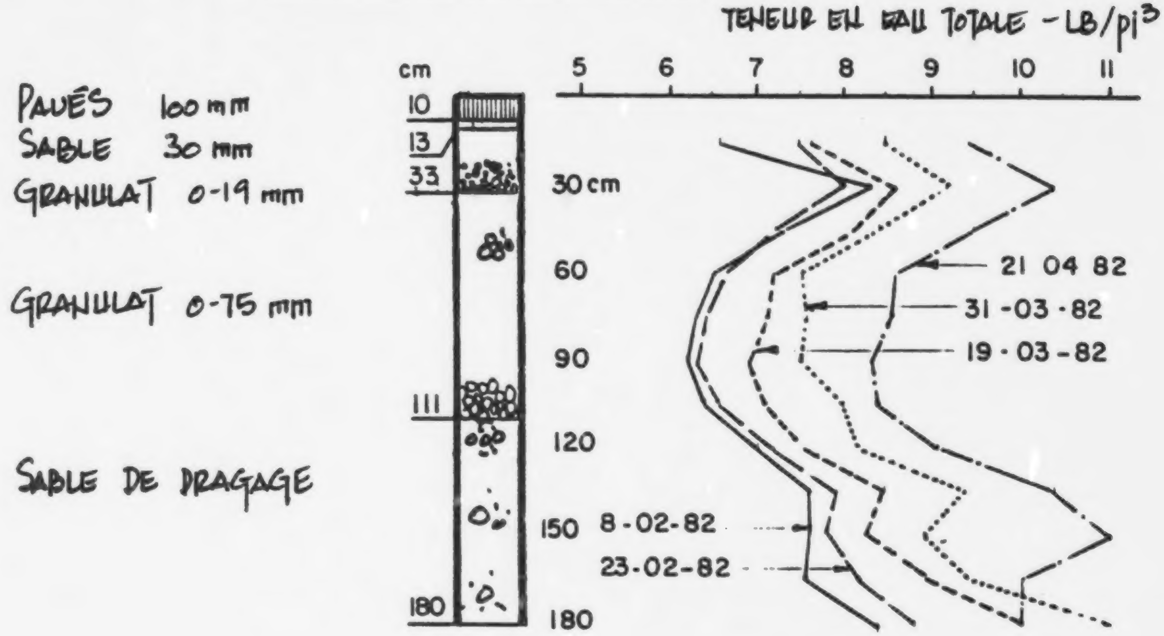
On peut distinguer deux comportements selon que le revêtement soit un pavé ou un revêtement bitumineux.

Le comportement des pavés sur une fondation granulaire est montré à la figure 7.7 pour la période de printemps 1982: à l'état gelé (8-2-82), la fondation en matériau granulaire 0-20 mm est saturée alors que le matériau de sous-fondation granulaire 0-75 mm a une saturation proche de sa saturation résiduelle.

Ce comportement peut s'expliquer par la théorie capillaire et son application particulière pour les matériaux granulaires lors du gel.

FIGURE 7.7

VARIATION DE LA TENEUR EN EAU TOTALE SOUS LES PAVÉS AVEC FONDATION GRANULAIRE.
SECTION A , HIVER 1981-82



Par contre, pendant la période de dégel, la fondation granulaire du pavage de blocs montre une augmentation de la teneur en eau, due à l'infiltration d'eau au travers de la surface alors que le 0-75 mm sous-jacent montre un patron de drainage, avec une saturation qui augmente vers la nappe en profondeur.

Enfin, la saturation de l'ensemble croît au fur et à mesure que le printemps avance.

Le profil d'humidité du matériau de fondation granulaire situé sous le revêtement bitumineux (figure 7.8) contraste avec celui sous la surface de pavés en raison de la plus grande étanchéité du revêtement de surface.

Le matériau de fondation granulaire n'est jamais saturé et les teneurs en eau des matériaux approchent les teneurs en eau correspondantes à leur teneur en eau résiduelle.

Les différences dans les profils d'humidité sous les deux types de revêtement sont importantes, particulièrement au printemps parce que sous le revêtement de pavés, l'eau s'infiltre au travers les joints, sature le matériau de fondation et diminue sa capacité portante.

L'infiltration est également importante le long de la bordure séparant les deux types de revêtement: on observe ainsi un affaissement de près de 40 mm, causé par un soulèvement différentiel lors du gel et une compaction hydraulique lors du dégel.

Ces résultats indiquent qu'il est essentiel que la fondation des pavés soit pourvue d'un système de drainage adéquat et/ou que le matériau utilisé comme fondation soit peu sensible aux variations d'humidité survenant lors du gel ou du dégel.

Une recherche supplémentaire est aussi requise de façon à mieux définir la perméabilité effective d'une surface pavée et sa variation dans le temps. Il est, en effet, possible que les joints se referment sous les effets dynamiques dus au trafic et que la perméabilité de ceux-ci diminuent.

7.3 Comportement structural des sections d'essais

7.3.1 Mesures de déflexion

7.3.1.1 Déflexion Dynaflect

Les résultats des différentes mesures de déflexion Dynaflect donnés aux figures 7.9 et 7.10 montrent que la déflexion change très peu dans le temps pour la section de pavés sur fondation granulaire (7.9) et qu'une légère diminution de la

FIGURE 7.8

VARIATION DE LA TENEUR EN EAU SOUS LE REVÊTEMENT BITUMINEUX

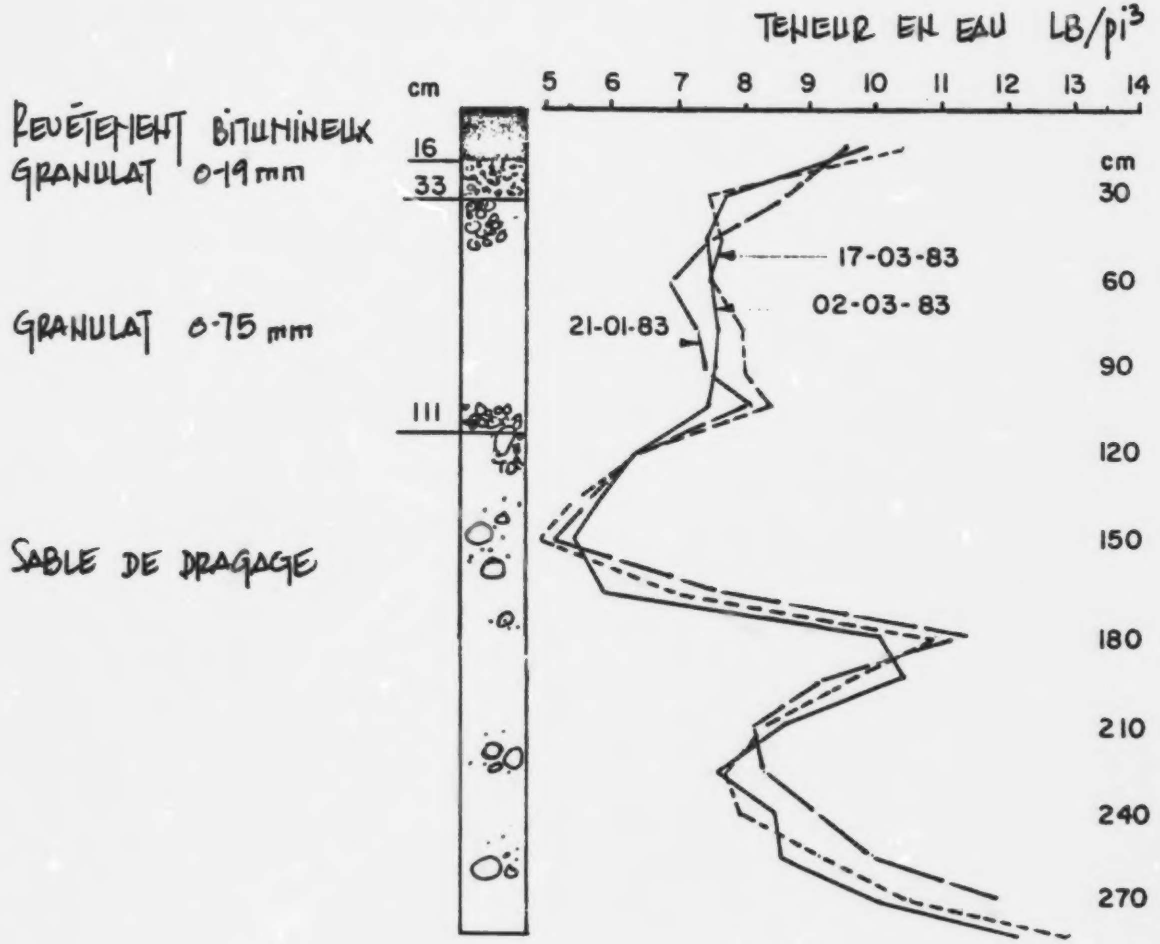
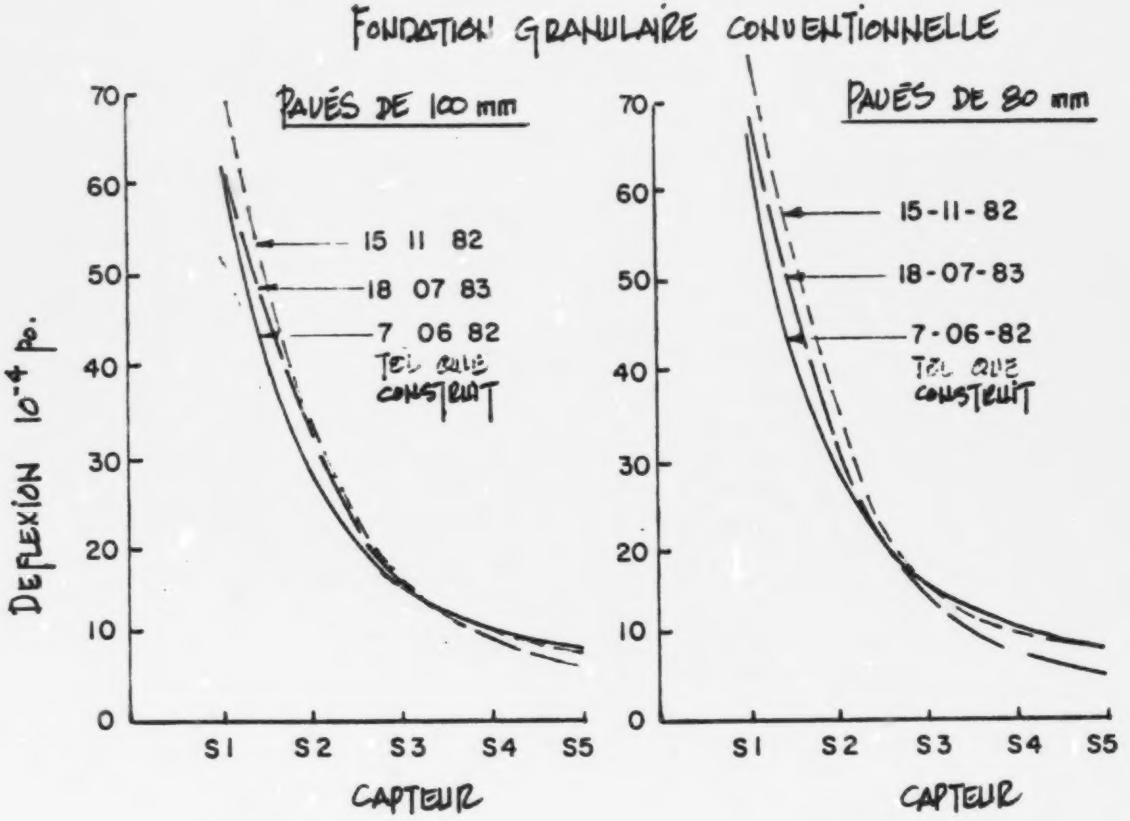


FIGURE 7.9

EVOLUTION DES CONDITIONS STRUCTURALES DES SECTIONS DES PAVÉS



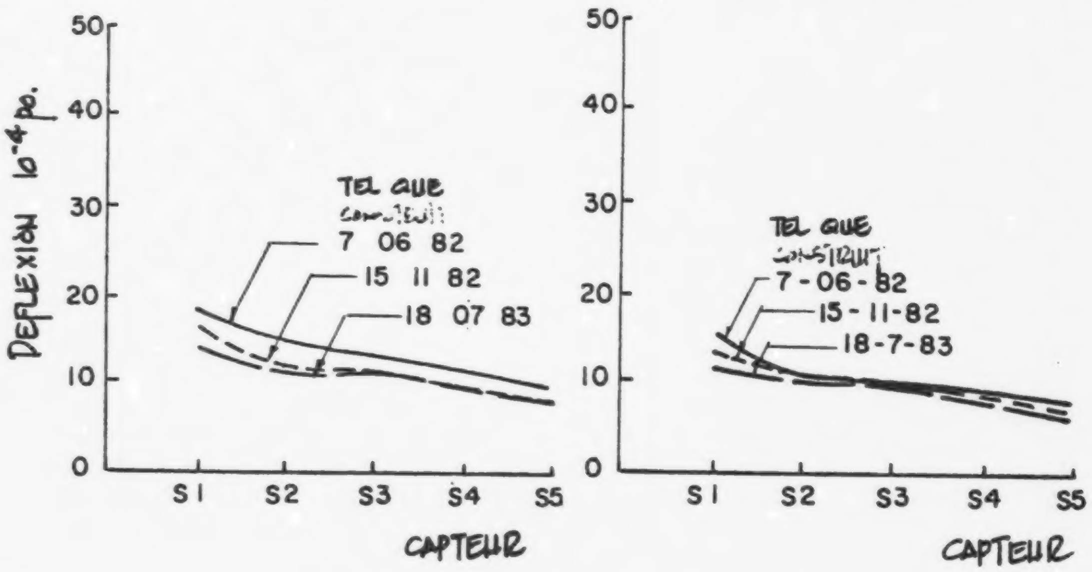
ESSAI AU DYNAFLECT

FIGURE 7.10

EVOLUTION DES CONDITIONS STRUCTURALES DES SECTIONS DE PAVÉS

SUR BASE TRAITÉE AU CIMENT

PAVÉS 100 mm   PAVÉS 80 mm



ESSAI DU DYNAFLECT

déflexion mesurée est perceptible pour la section de pavés reposant sur une fondation stabilisée au ciment (7.10).

Les résultats des mesures effectués sur les sections revêtues de béton bitumineux sont montrés à la figure 7.11 pour la section d'essai C et pour une section de pavage ancien et à la figure 7.12 pour la section du pavage entre les rails de la grue.

Les trois sections montrent un renforcement du pavage dans le temps alors que la déflexion maximale mesurée montre une baisse de près de 30%.

La différence notée entre le comportement des sections recouvertes de pavés A, D ou de béton bitumineux peut être reliée aux variations des teneurs en eau des matériaux de fondation: cette dernière augmente en effet sous les sections de pavés, réduisant ou annulant le gain de portance dû à la consolidation par le trafic alors que, sous le revêtement bitumineux, elle diminue dans le temps, résultant dans le gain de portance mesuré.

7.3.1.2 Déflexion sous charges très lourdes

Les déflexions sous charges très lourdes furent mesurées à l'été 1982 à l'aide de la poutre Benkelman et une charge unitaire sur roues de 45 T (charges de la grue mobile). Les résultats des essais sont résumés au tableau 7.1 pour les trois sections d'essais: pavés sur fondation granulaire (a) ou stabilisée au ciment (D) et section revêtue de béton bitumineux. Ils sont comparés aux résultats des déflexions Dynaflect correspondantes.

Ces résultats indiquent clairement que, sous des charges très lourdes, une structure de pavés sur une fondation granulaire se comporte comme une chaussée flexible alors qu'une structure de pavés sur une fondation traitée au ciment se comporte comme un pavage rigide avec une déflexion très faible et un indice de répartition des charges très élevé.

7.3.2 Dégradation de la surface des sections d'essais

7.3.2.1 Terminal Racine

L'aspect de surface des sections de pavés A et B est encore excellent, après deux ans (figure 7.13): peu de blocs sont abimés et on a noté seulement une dépression de surface mineure localisée près de la limite de la zone de circulation: celle-ci, apparue en septembre 1982, était cependant disparue au printemps 1983.

Le comportement des sections de pavés D et E, qui repose sur une fondation traitée au ciment, est également excellent

TABLEAU 7.1

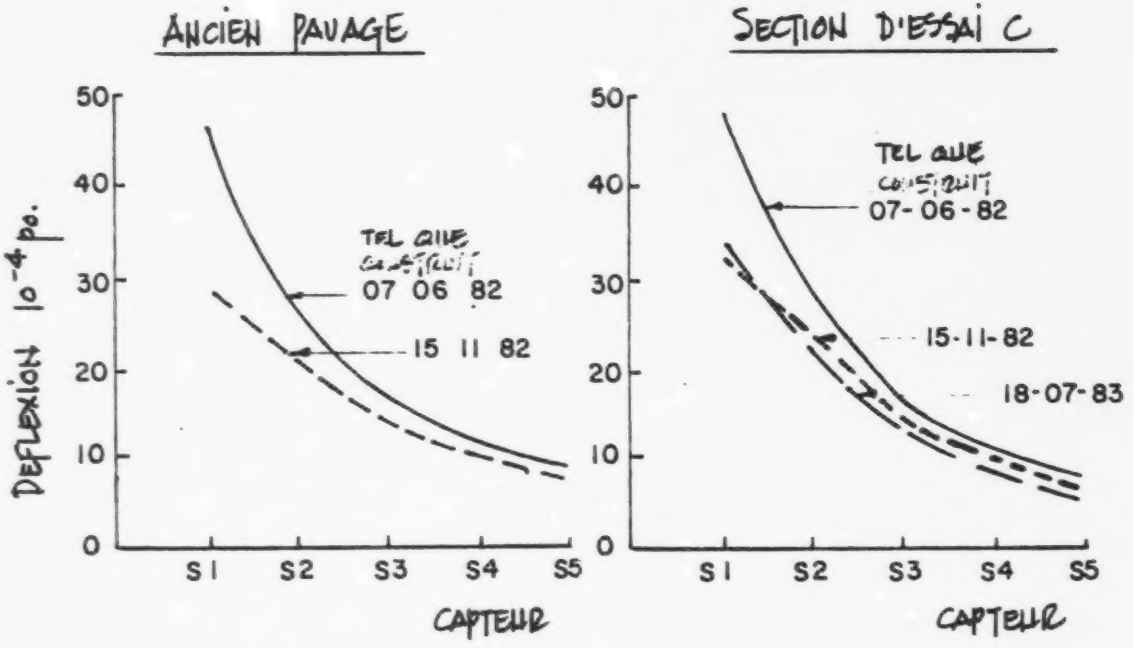
MESURES DES DÉFLEXIONS SOUS LES CHARGES DE DYNAFLECT ET DE GRUE À PORTIQUE SUR ROUES

TYPE DE REVÊTEMENT	PAVÉS		Revêtement bitumineux (15 mm) sur fondation granulaire
	Fondation traitée	Fondation conv.	
Sous la charge du Dynaflect			
Déflexion maximale, mm X 10^{-3}	3.0	16.51	8.89
Indice de courbure de la surface, mm X 10^{-3}	0.5	7.87	2.79
Indice de répartition	80	40	50
Sous la charge de la grue mobile sur roues (45 T.)*			
Déflexion maximale, mm X 10^{-3}	101.6	1041.4	762.0
Indice de courbure de la surface, mm X 10^{-3}			
Indice de répartition	100	47	51

* Mesure en juin-juillet 1982 avec une poutre Benkelman.

FIGURE 7.11

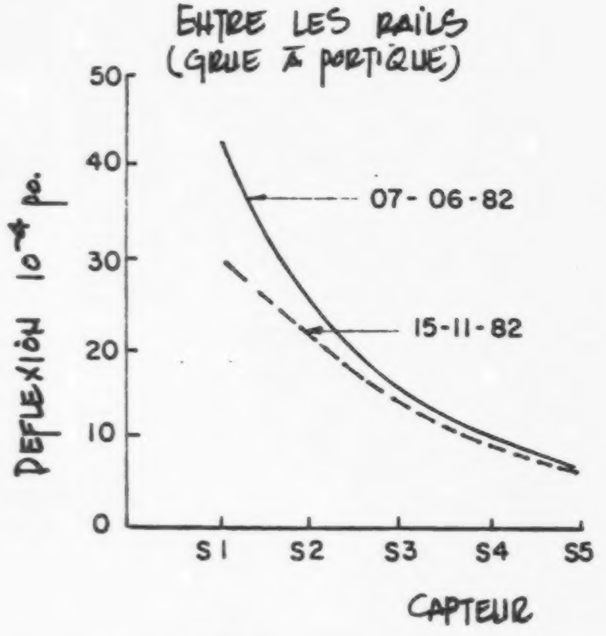
EVOLUTION DES CONDITIONS STRUCTURALES DU REVÊTEMENT BITUMINEUX



ESSAI DU DYNAFLECT

FIGURE 7.12

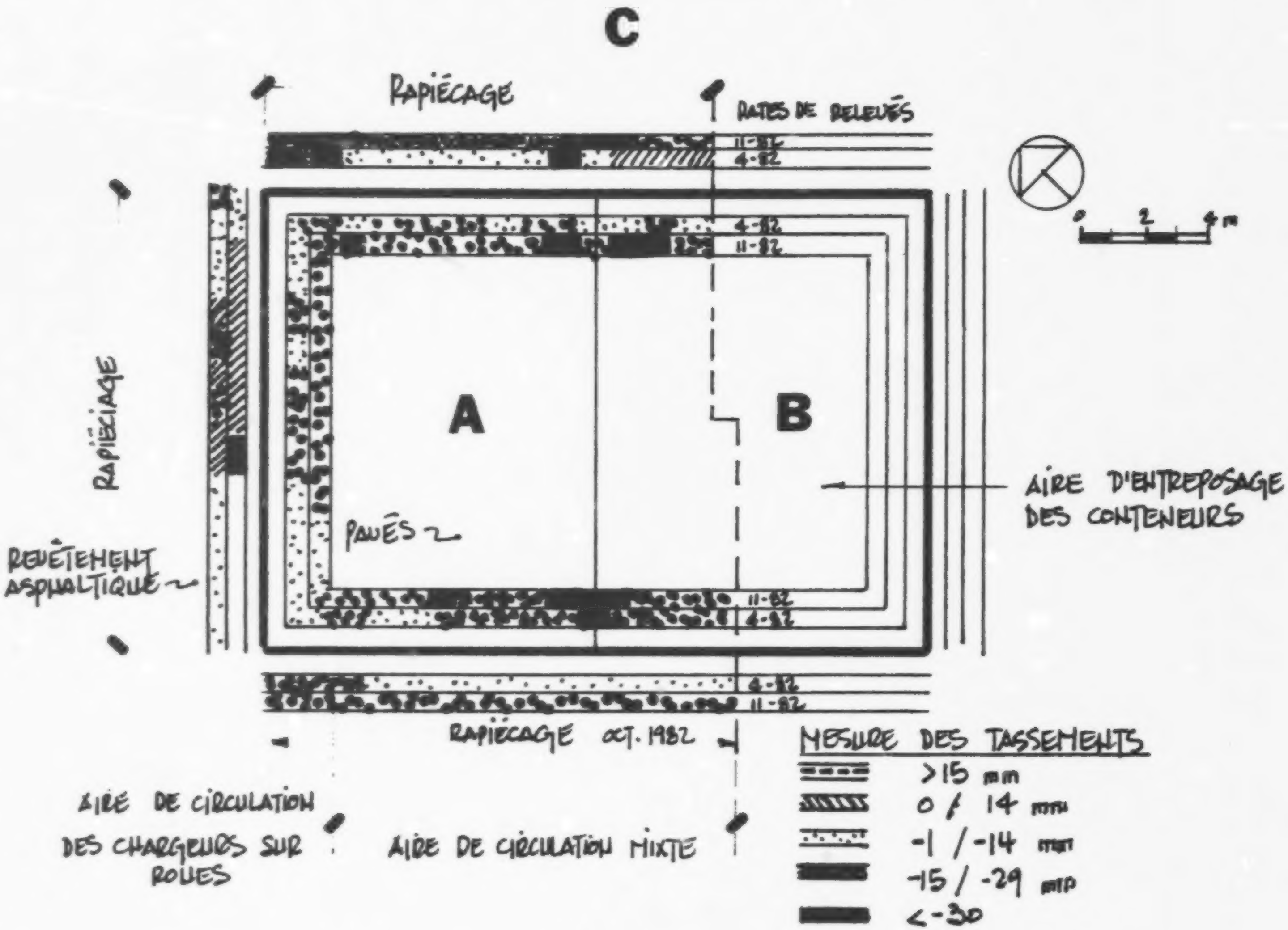
EVOLUTION DES CONDITIONS STRUCTURALES DU REVÊTEMENT BITUMINEUX



ESSAI DU DYNAFLECT

FIGURE 7.13

CONDITION DE LA SURFACE DES SECTIONS DE PAVÉS AU TERMINAL RACINE : PAVÉS SUR FONDATION GRANULAIRE CONVENTIONNELLE



dans l'ensemble (figure 7.14): seuls quelques blocs brisés sont notés sous le lieu des appuis de pattes des containers dans la section E.

Enfin, le comportement de la section C, recouverte d'un revêtement asphaltique est aussi très bon, à l'exception de quelques fissures de retrait (fissures à basse température). Le seul problème sérieux fut causé par l'infiltration d'eau le long de la bordure de béton séparant les sections A, B et C. En effet, où les pavés et le revêtement bitumineux reposaient sur une fondation granulaire, les extrémités des pavages adjacents à la bordure ont tassé jusqu'à 40 mm.

Bien qu'ils soient généralement plus prononcés vers les pavés, ces tassements ont causé l'apparition de fissures longitudinales le long de la bordure, du côté du revêtement bitumineux.

Ces problèmes ont dû être corrigés à l'automne 1982, soit un an après la fin des travaux de construction: le revêtement bitumineux fut réparé (emploi partiel) et la base des pavés fut relevée.

7.3.2.2 Terminal Task

La section de pavés construite à cet endroit sous la ligne d'action d'une grue portique sur chenille ne s'est pas bien comportée; après moins d'un an de service, les pavés étaient dans un très mauvais état et le pavage était rupturé (figure 7.15).

Comme la qualité des pavés et celle de la compacité des matériaux de fondation étaient douteuses, le pavage fut reconstruit avec des nouveaux blocs et un contrôle qualitatif plus strict lors de la construction: la base et la surface étaient refaites en suivant des spécifications plus rigides.

Malgré que la nouvelle construction a eu un meilleur comportement jusqu'à maintenant, les pavés se dégradent rapidement.

Cette expérience particulière nous indique que l'utilisation des pavés sous un mode de chargement aussi sévère n'est pas recommandable.

7.4 Conclusions préliminaires de l'étude et besoins de recherches

1. Six sections d'essais ont été construites de façon à étudier l'utilisation des pavés comme revêtement des chaussées portuaires; en particulier:

. l'utilisation de pavés de 80 ou 100 mm d'épaisseur en comparaison avec un revêtement bitumineux de 150 mm sur fondation granulaire.

FIGURE 7.14

CONDITION DE LA SURFACE DES SECTIONS DE PAVÉS AU TERMINAL RACINE : PAVÉS SUR [illegible] STABILISÉE AU CIMENT

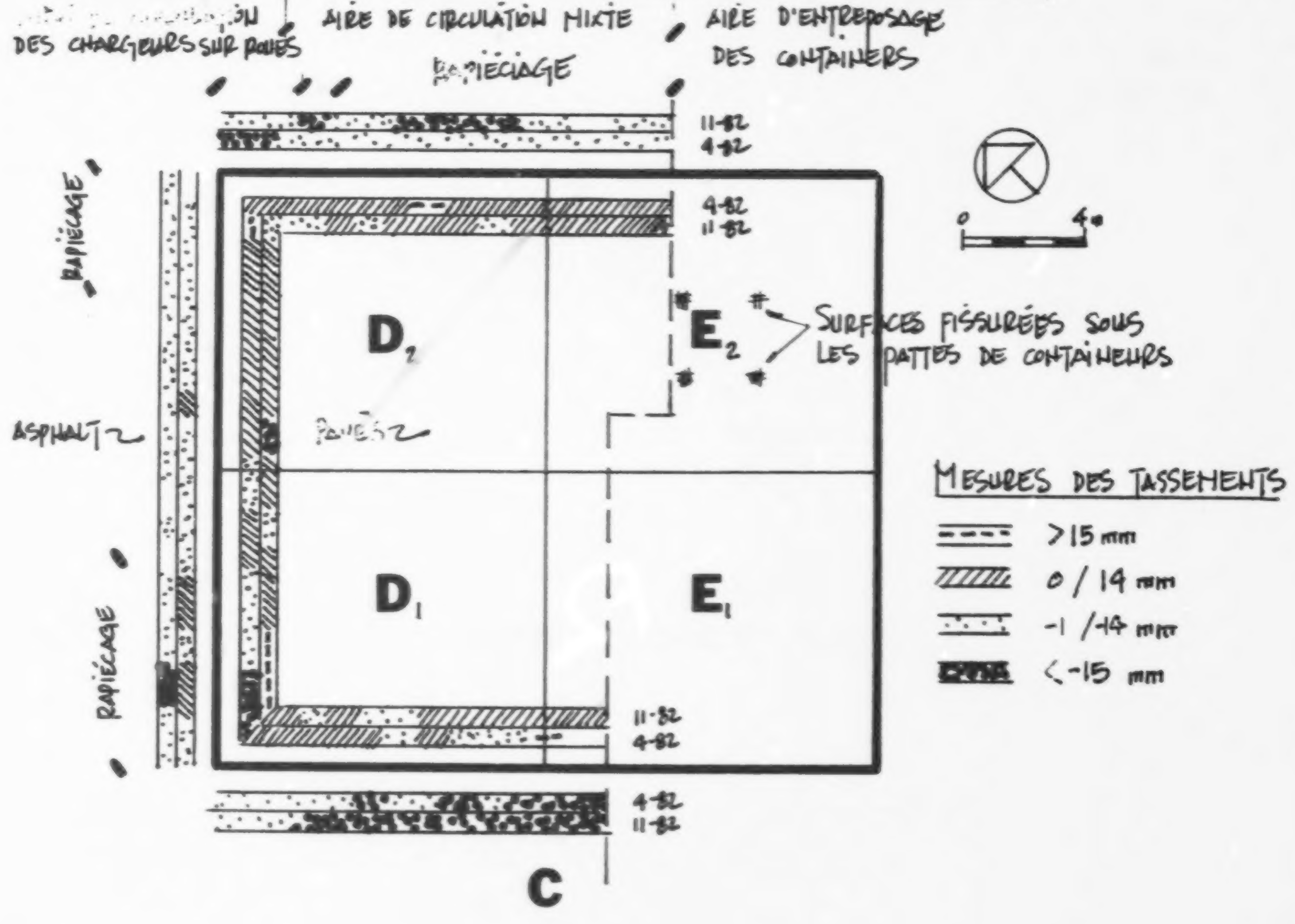
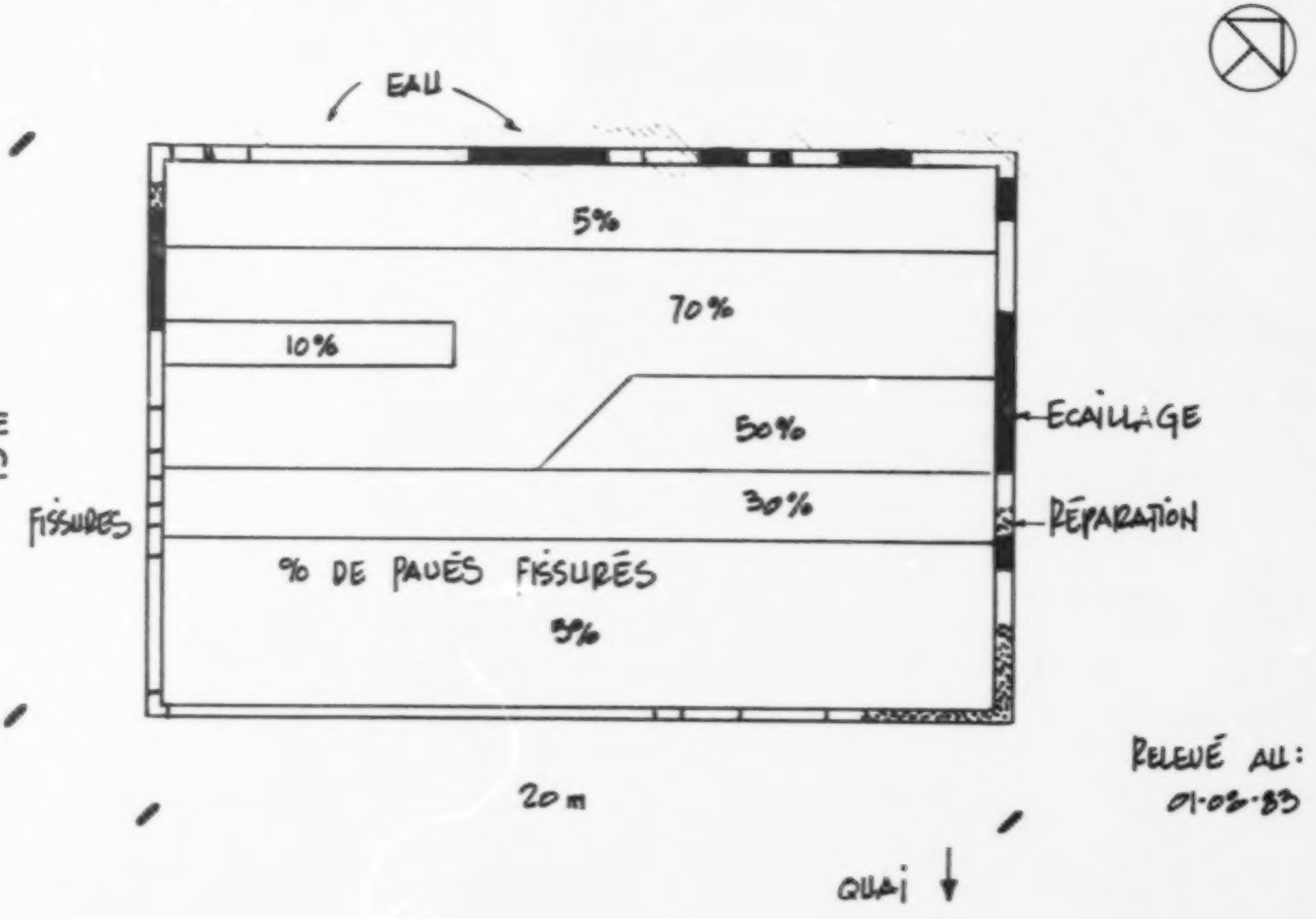


FIGURE 7.15

CONDITION DE LA SURFACE DES PAVÉS SECTION D'ESSAI AU TERMINAL TASK (SOUS LA GRUE MONTÉE SUR CHENILLE)



. l'utilisation d'une fondation granulaire conventionnelle et une fondation granulaire traitée au ciment;

. l'effet de deux types de chargement sur le comportement: chargement sur pneus et sur chenilles.

2. Cinq sections d'essais furent construites au Terminal Racine. Les sections A et B utilisant des pavés sur fondation granulaire conventionnelle ainsi que la section C utilisant un revêtement bitumineux furent conçues à l'aide de la méthode du Corps des Ingénieurs de l'Armée américaine (USCE) alors que les sections D et E, sur fondation stabilisée au ciment, étaient conçues par la méthode Portland Cement Association (PCA). Tous les matériaux utilisés furent de bonne qualité et la construction fut soigneusement contrôlée.

La section d'essai située au Terminal Task fut construite directement sur l'ancien pavage: il fut considéré que le sol de fondation sous 60 cm était de bonne qualité.

3. Le comportement des pavages fut évalué pendant la construction en mesurant les déflexions sur chacune des couches à l'aide du Dynalfect (lors de la construction). Après la construction, les variations dans le régime de température et d'humidité des divers matériaux furent mesurés sur trois sections instrumentées principalement au cours de l'hiver et du printemps. De même, les variations dans les déflexions et l'aspect de surface furent évaluées périodiquement.

4. Les valeurs typiques des modules dynamiques des différents matériaux composant les pavages ont été établies en terme de moyennes et de dispersion autour de la moyenne ainsi qu'en terme du gain de résistance et du pouvoir de répartition, suite à l'ajout d'une ou plusieurs couches de recouvrement.

5. La compaction finale des pavés à l'aide de plusieurs passes d'un rouleau à pneus de 30 T n'a aucun effet sur la résistance structurale finale du pavage.

6. A ce jour (novembre 1983), les sections d'essais ont traversé deux hivers: le premier (1981-1982) fut très rude et l'autre (1982-1983) au contraire fut très doux.

La pénétration du gel a varié entre 1,38 et 1,88 m, le maximum fut atteint sous la section avec un revêtement bitumineux.

Du point de vue thermique, une section de pavés peut être considérée comme une chaussée de béton de ciment.

7. Après deux ans de service, la teneur en eau du matériau de fondation 0-19 mm est voisine de la teneur en eau de saturation sous la section de pavés et près de la teneur en eau résiduelle sous la section bitumée. Cela indique le besoin d'un meilleur drainage sous un revêtement de pavés avec une fondation granulaire conventionnelle.

8. Une augmentation de résistance est notée après un an de service, sous la section revêtue de béton bitumineux, reflétant ainsi la baisse d'humidité de la fondation granulaire. Cependant, la résistance structurale des sections de pavés demeure à peu près constante.

9. Sous une charge très lourde (grue portique sur pneumatiques), la section de pavés sur fondation granulaire conventionnelle se comporte comme une chaussée flexible alors que la section de pavés sur fondation granulaire traitée au ciment se comporte comme une chaussée rigide.

10. Les deux sections de pavés, telles que conçues, ont une bonne performance après deux ans de service sous un trafic mixte composé de camions remorques, de monte-charges et de grues mobiles sur roues pneumatiques. La section de pavés sur fondation granulaire conventionnelle apparaît plus sensible au mauvais drainage tandis que la section de pavés sur base traitée au ciment semble plus sensible aux effets des charges concentrées. Des études supplémentaires sont cependant requises pour préciser ces points particuliers.

11. Le comportement des sections utilisant des blocs de 80 ou 100 mm ne montre pas de différences sensibles après deux ans de service sous des conditions similaires.

12. Il existe un besoin de recherches pour clairement définir les limitations quant à l'usage des pavés sous des charges lourdes, en des lieux où les grues portiques mobiles montées sur chenilles peuvent endommager les blocs.

13. S'il y a des bordures, un système de drainage adéquat doit être conçu de façon à éviter les affaissements différentiels dus au gel ou aux infiltrations d'eau locales.

14. Le coût total actuel des chaussées de pavés est significativement supérieur à celui des chaussées de béton bitumineux. Cependant, il pourra devenir compétitif comme les coûts initiaux de construction des chaussées de pavés se rapprochent de ceux des chaussées de béton bitumineux, car les avantages de la chaussée de pavés sont réels (résistance aux bris et à la fissuration, flexibilité plus grande, résistance aux huiles et solvants).

ANNEXE AU CHAPITRE 7

DALLE A

Pénétration du gel	1981-1982
Pénétration du gel	1983
Variation de température	1981-1982
Variation de température	1983
Variation d'humidité	1982
Variation d'humidité	1983

DALLE C

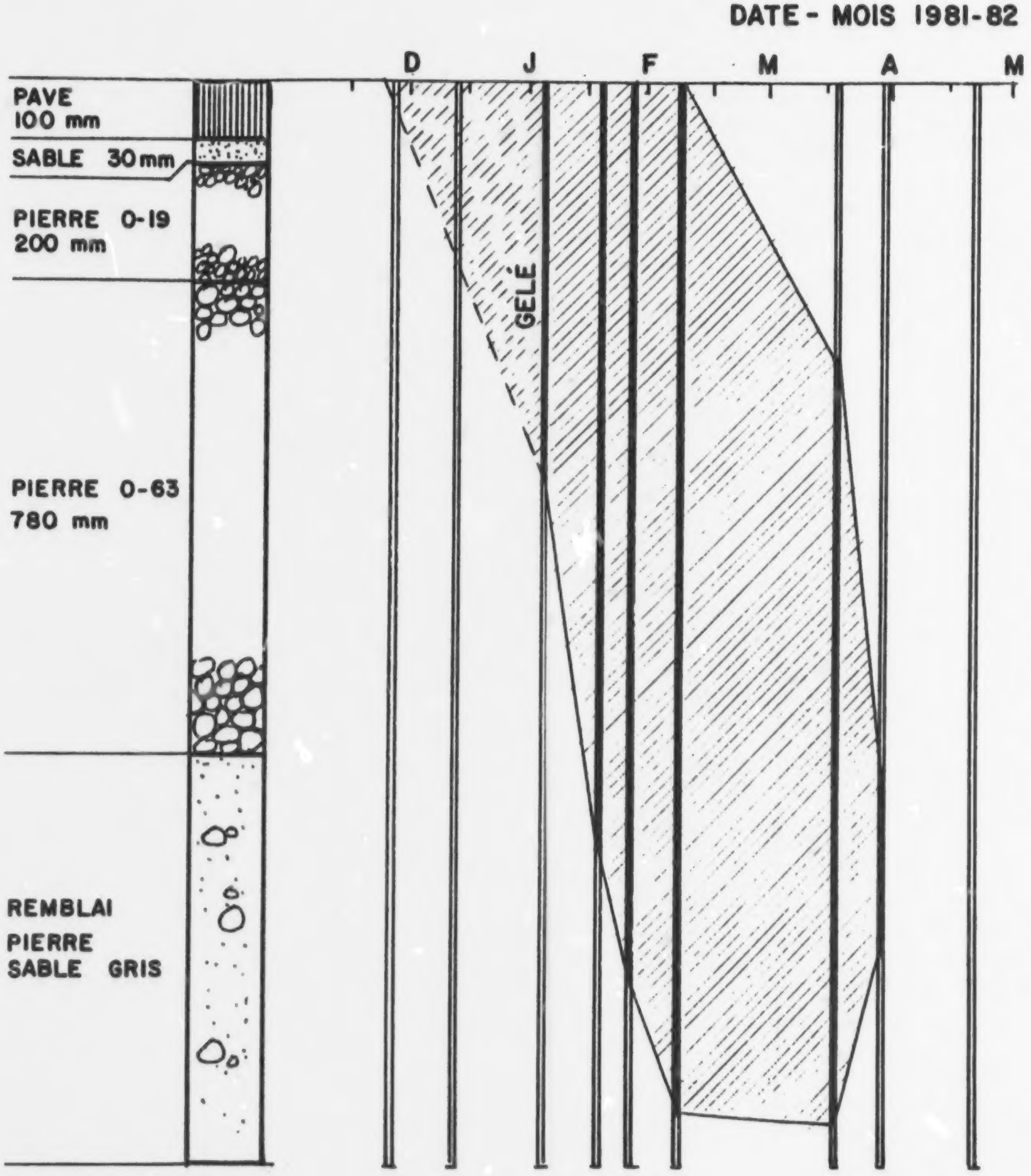
Pénétration du gel	1981-1982
Pénétration du gel	1983
Variation de température	1981-1983
Variation de température	1982-1983
Variation d'humidité	1981-82

DALLE D

Pénétration du gel	1982
Pénétration du gel	1983
Variation de température	1981-82
Variation de température	1983
Variation d'humidité	1982
Variation d'humidité	1983

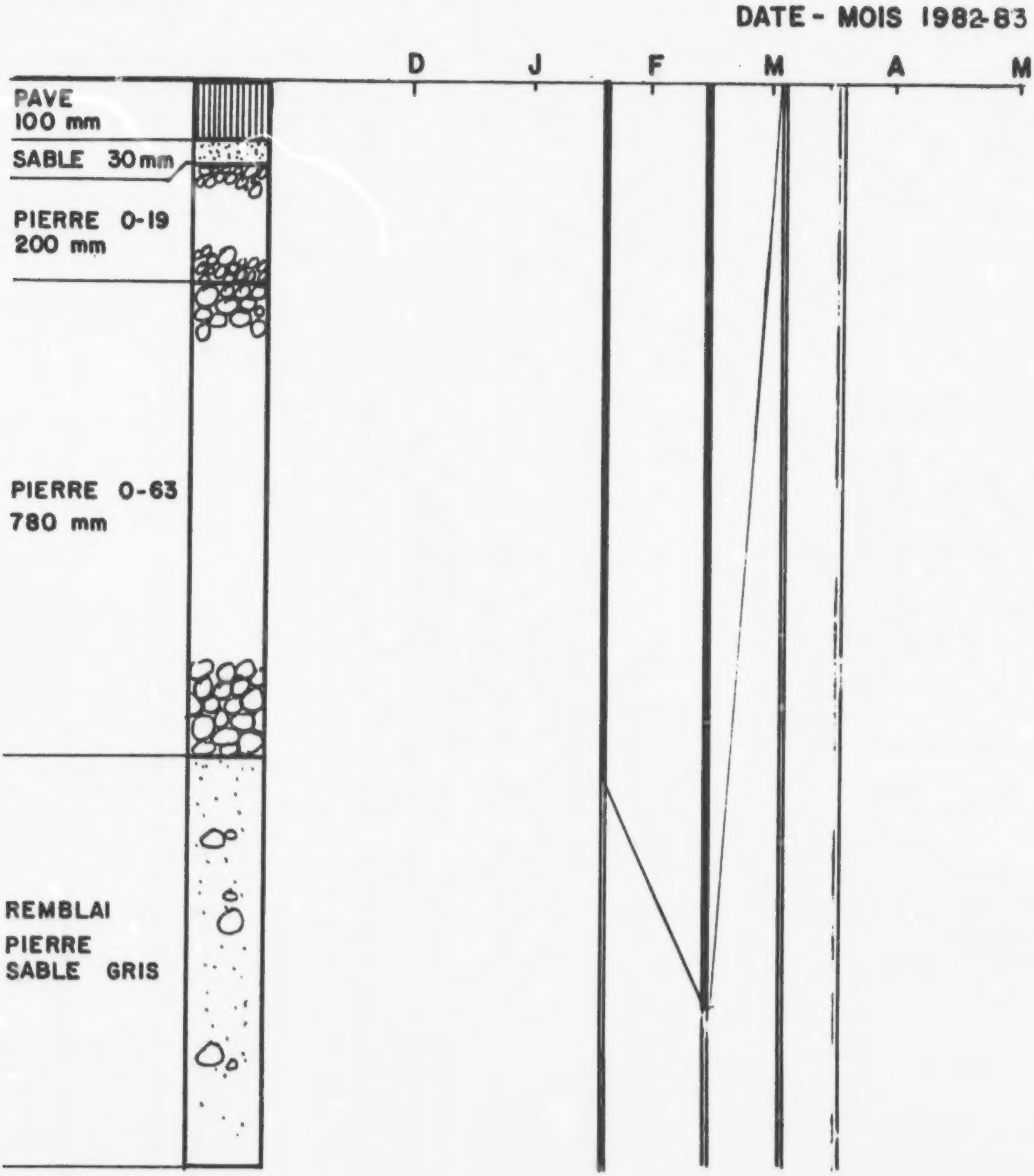
VARIATION DE LA PÉNÉTRATION DU GEL

DALLE A



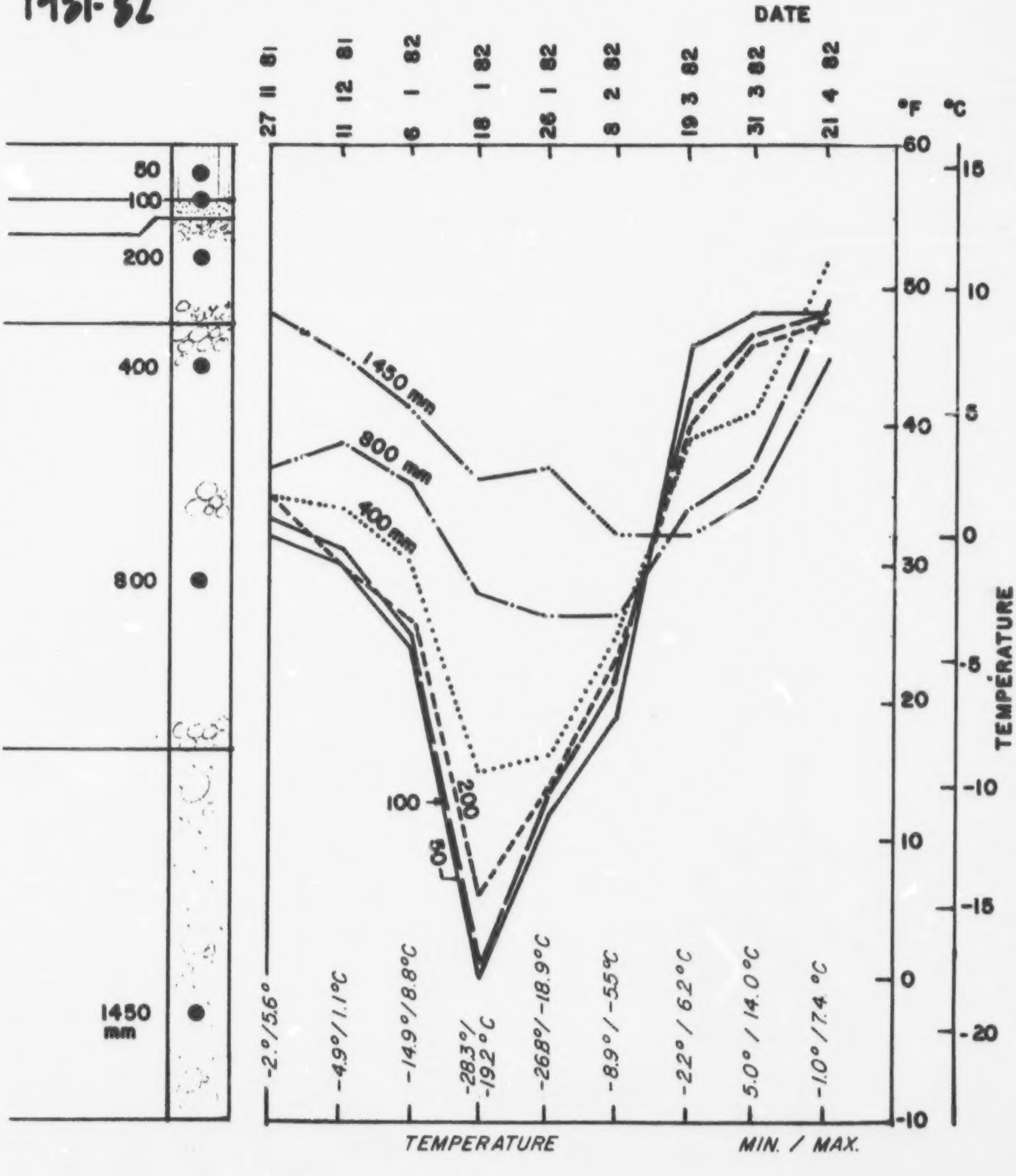
VARIATION DE LA PENÉTRATION DU GEL

DALLE A
1983



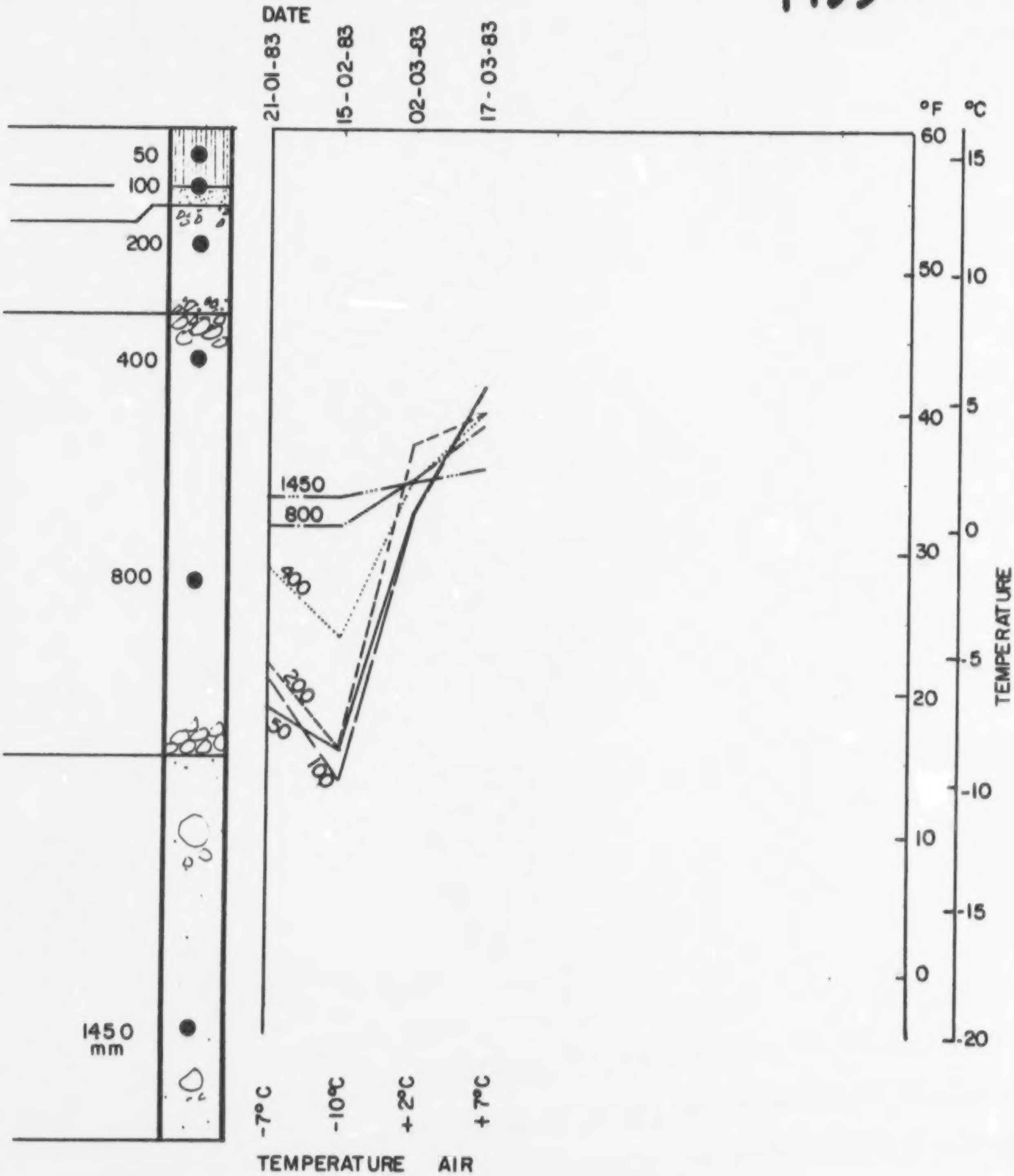
VARIATION DE TEMPÉRATURE — DALLE A

1981-82



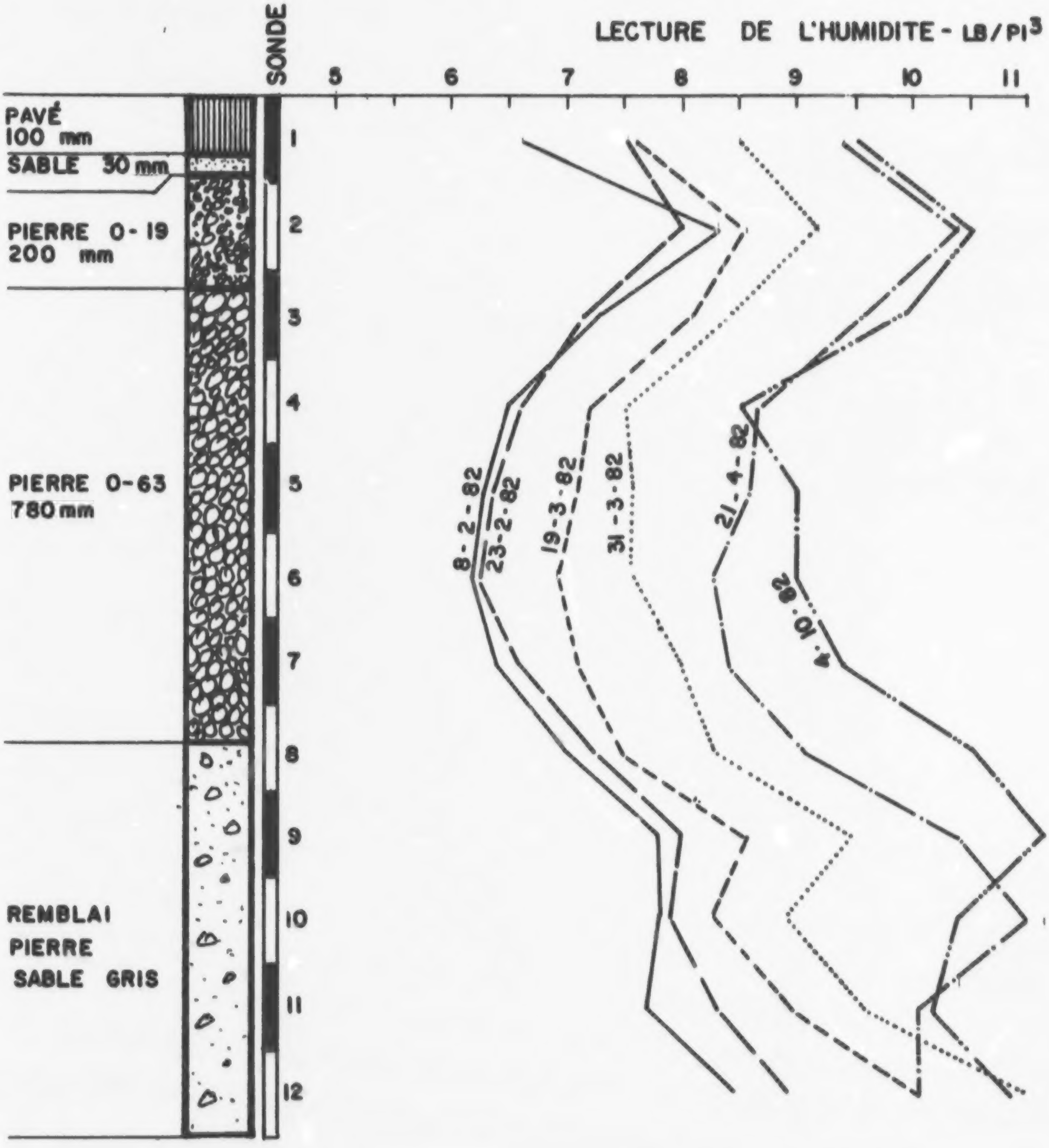
VARIATION DE TEMPÉRATURE

DALLE A
1983

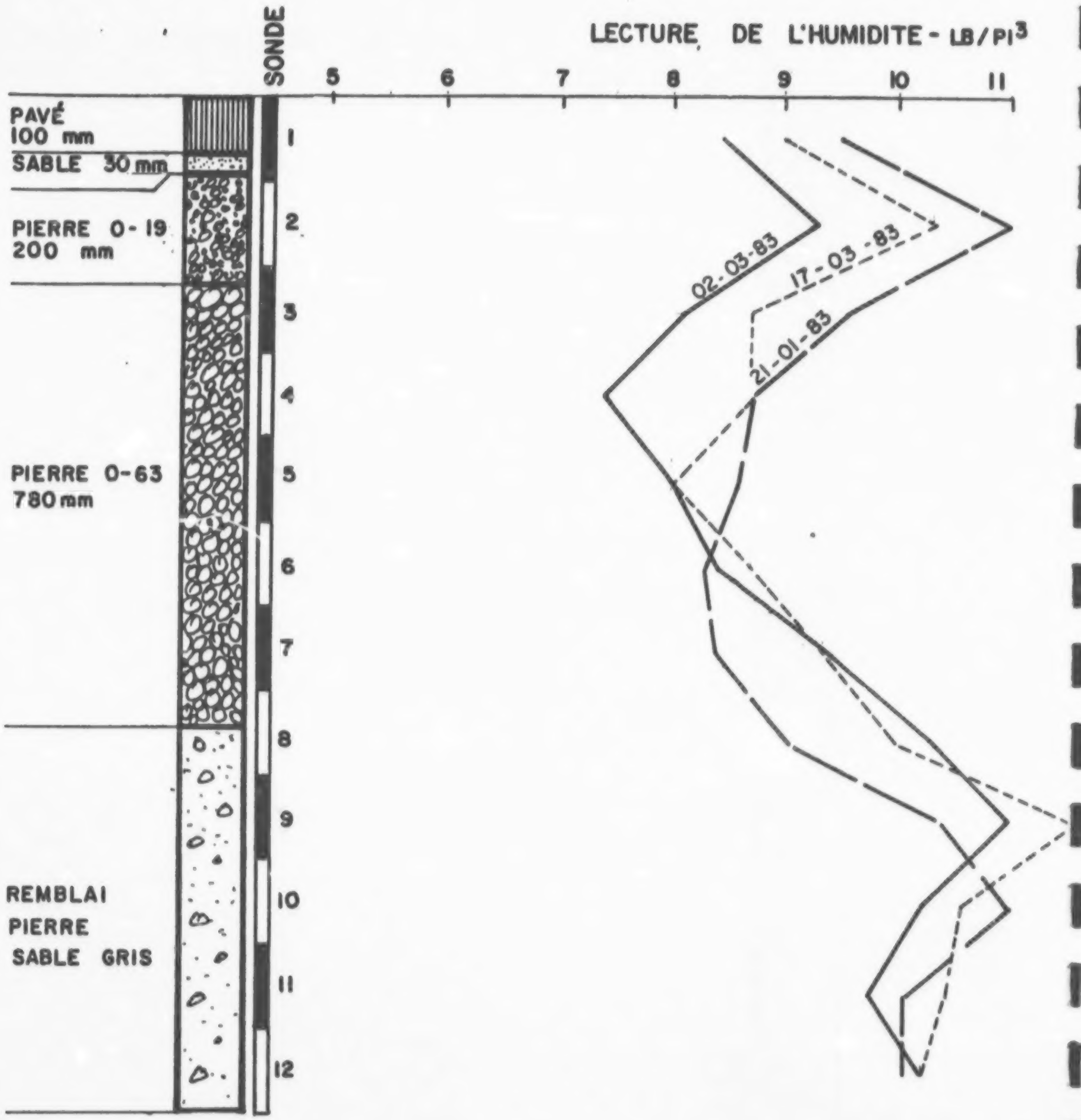


VARIATION DE L'HUMIDITÉ — DALLE A

1982

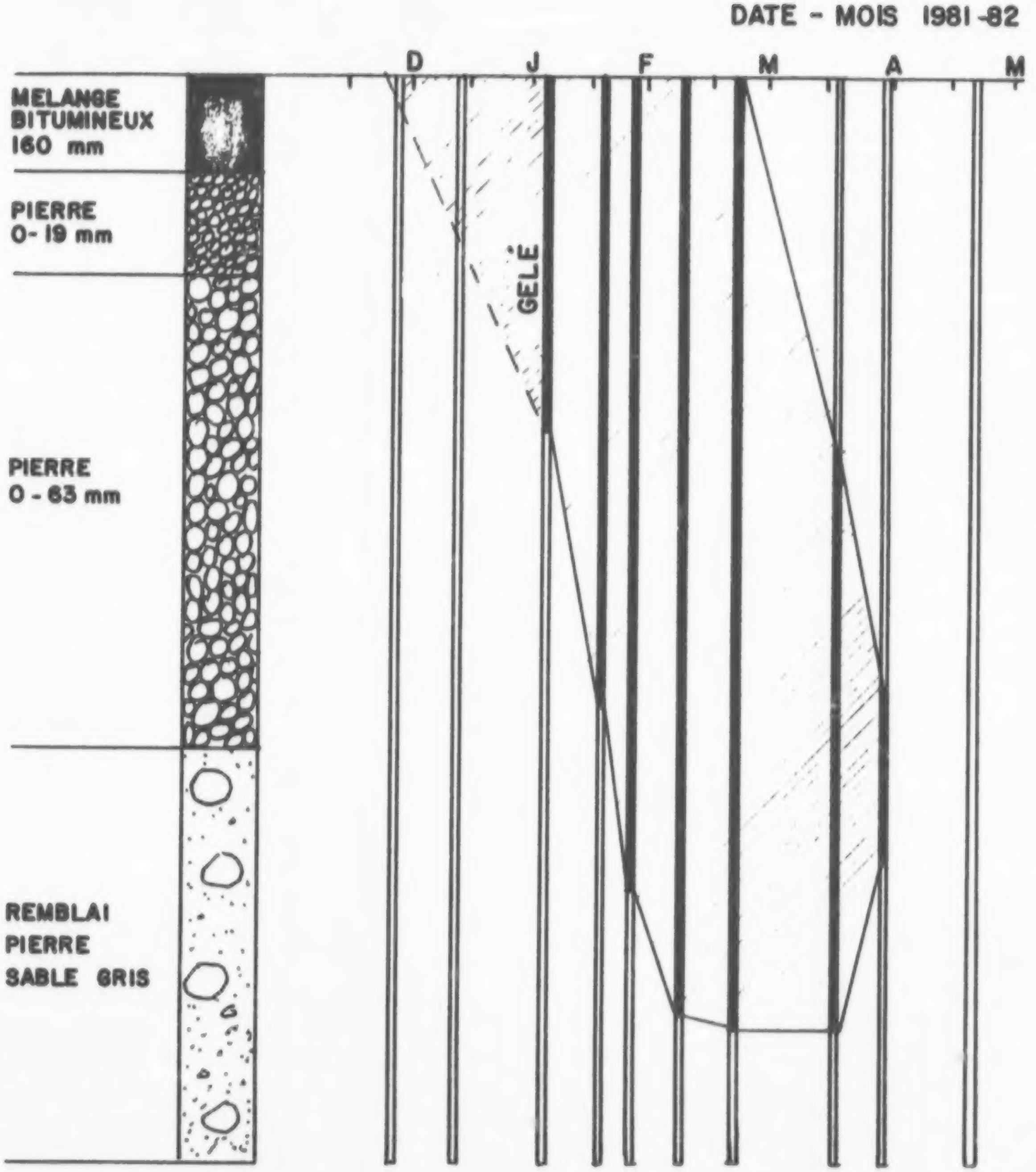


VARIATION DE L'HUMIDITÉ — DALLE A 1983



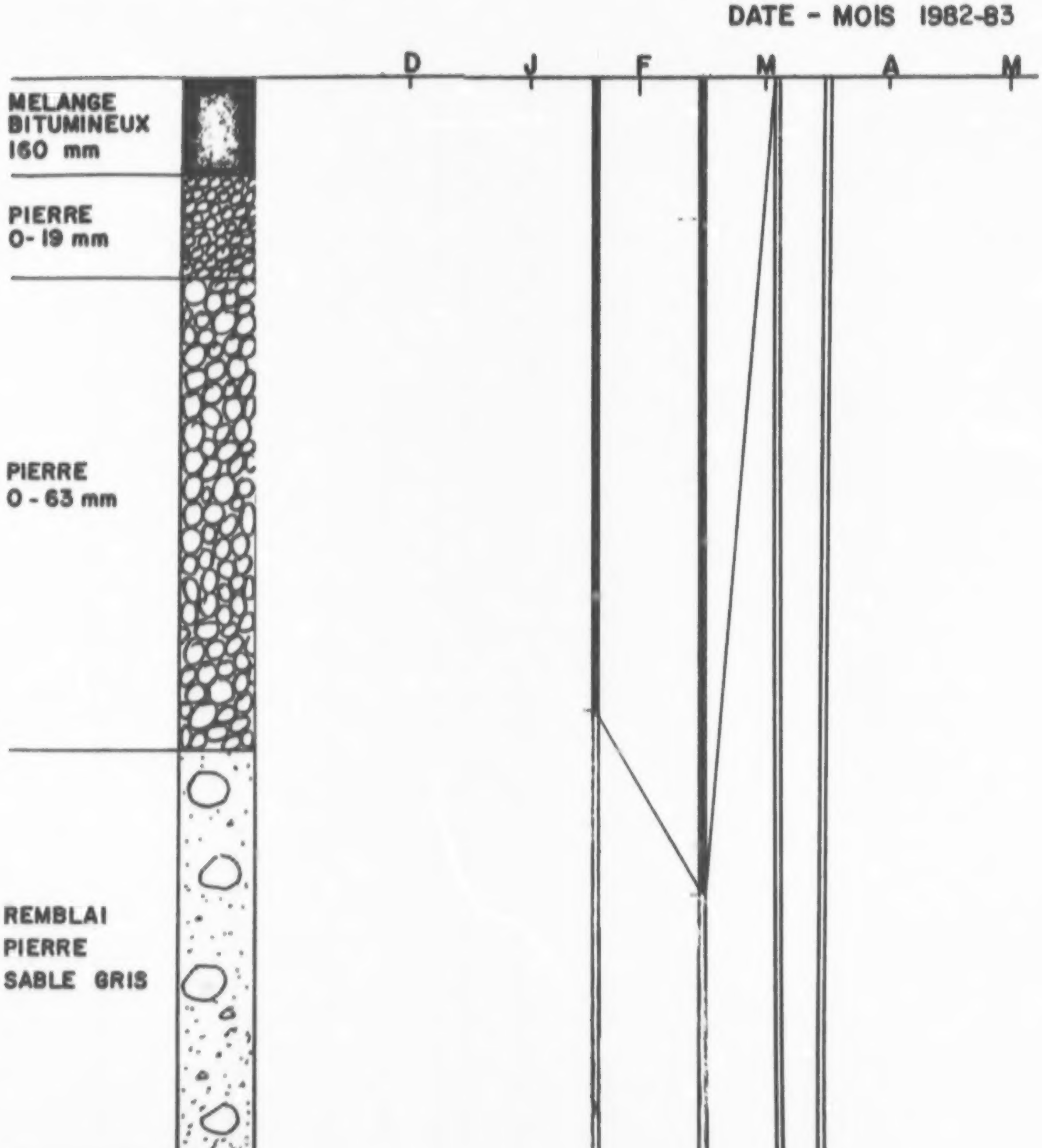
VARIATION DE LA PÉNÉTRATION DU GEL

DALLE C
1982



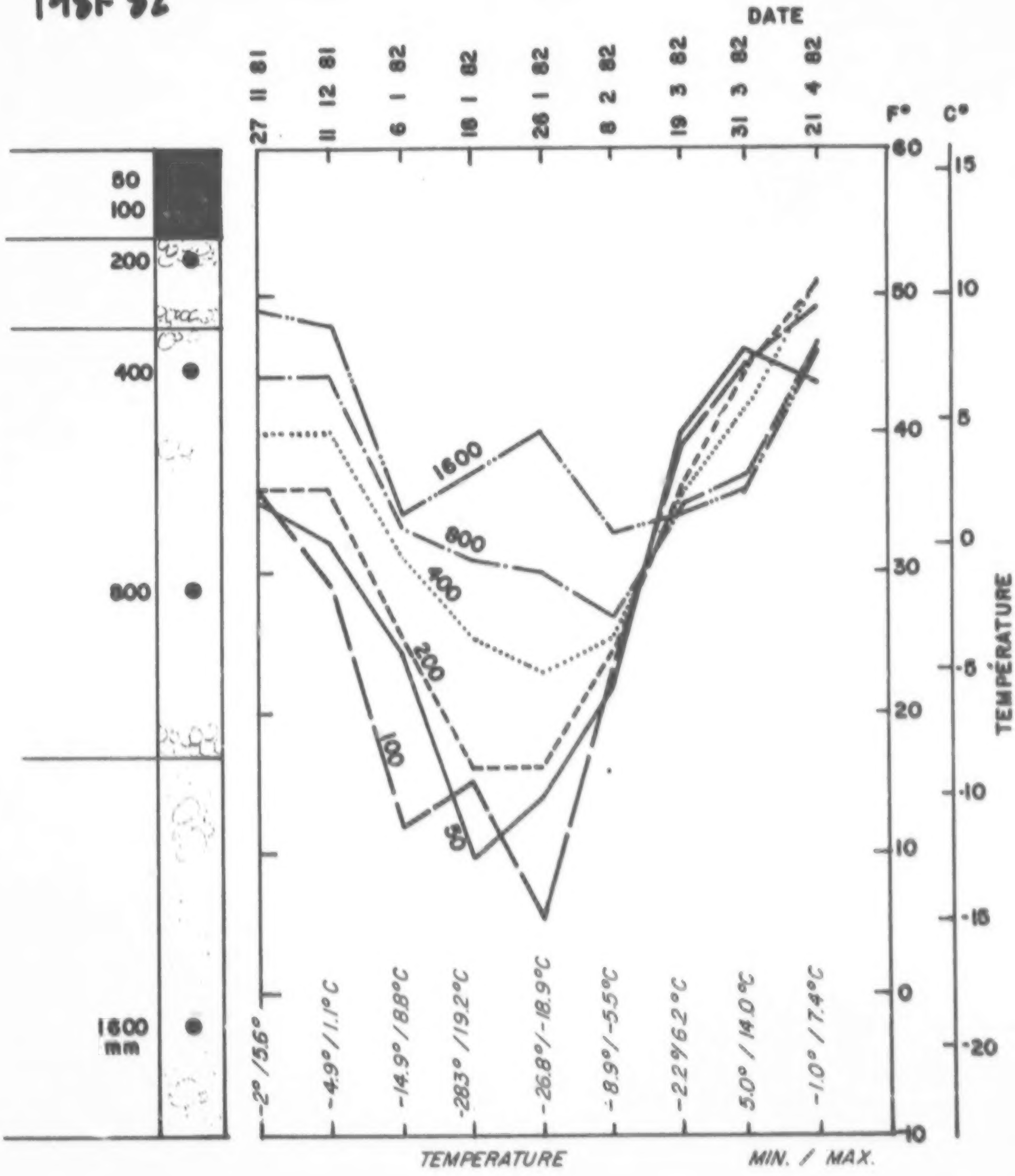
VARIATION DE LA PÉNÉTRATION DU GEL

DALLE C
1983



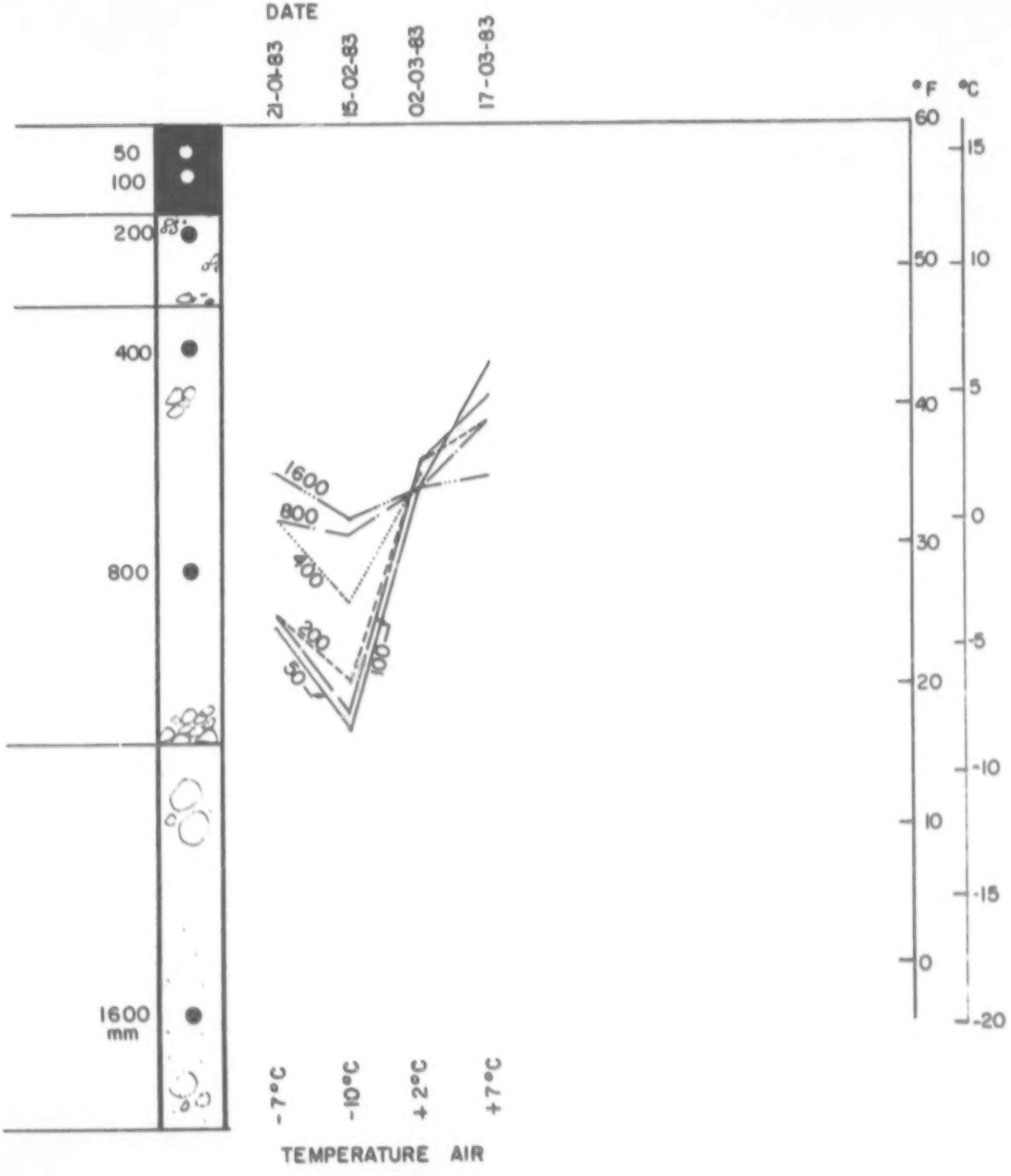
VARIATION DE TEMPÉRATURE   DALLE C

1981-82



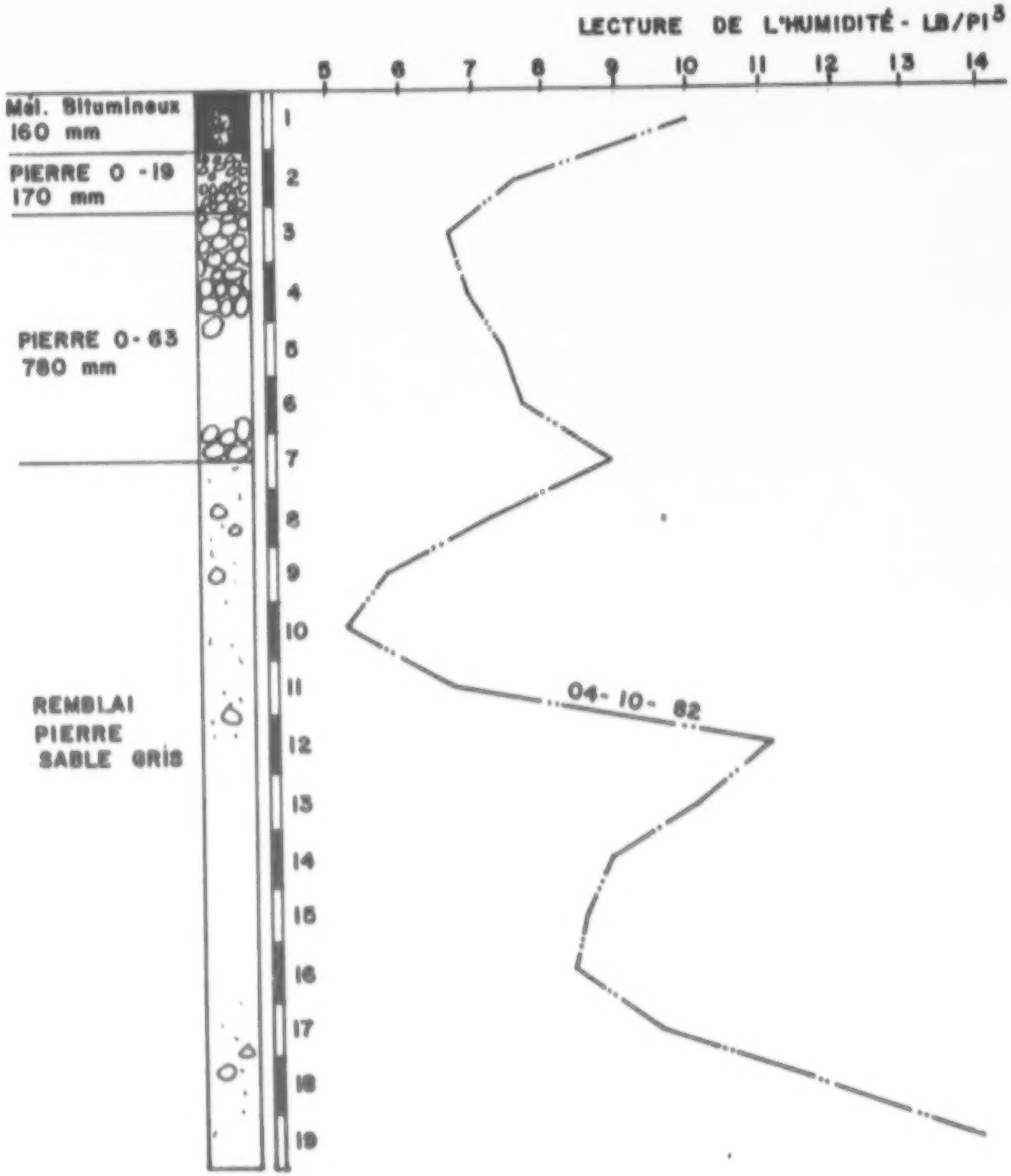
VARIATION DE TEMPÉRATURE

DALLE C
1983



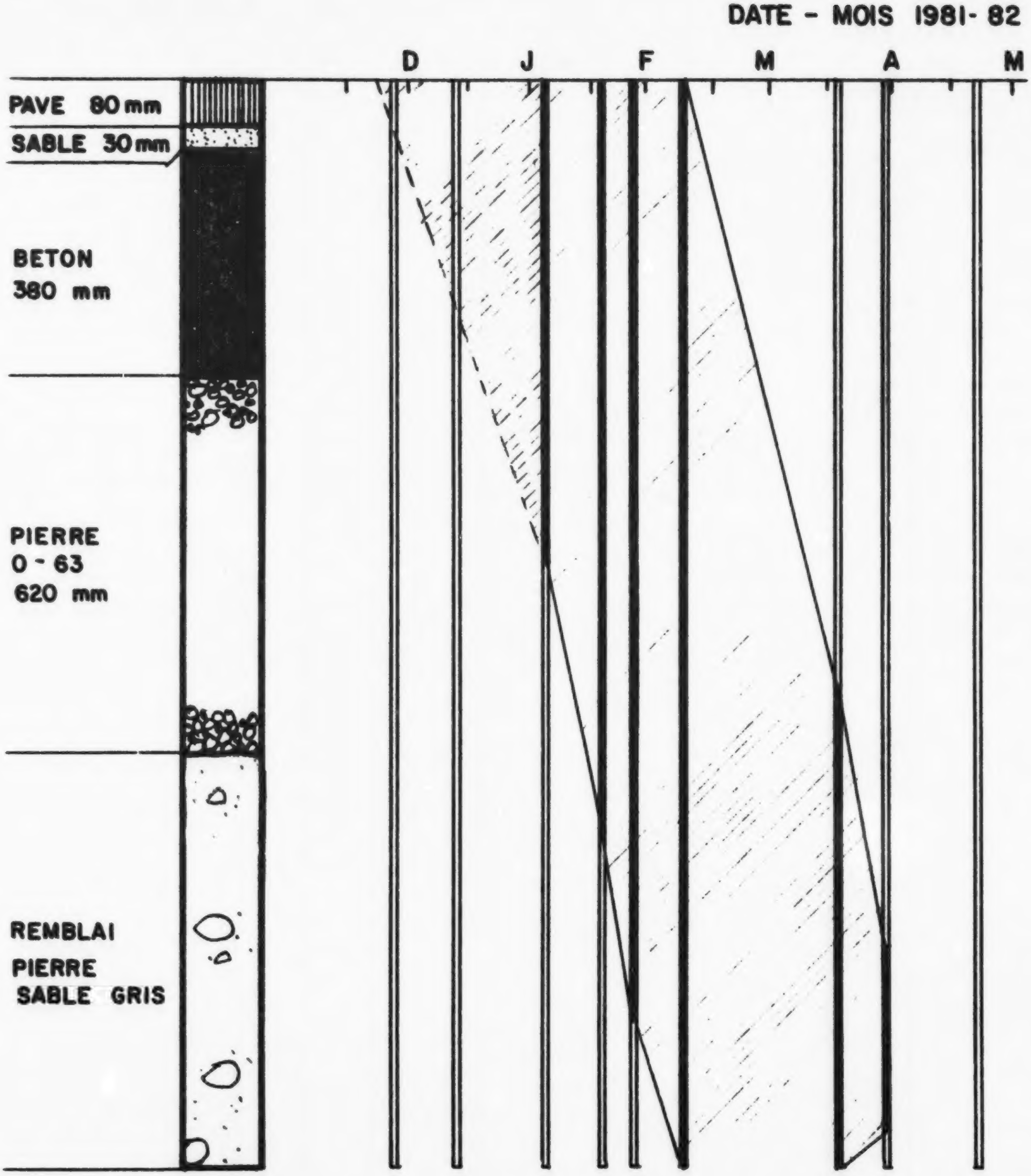
VARIATION DE L'HUMIDITÉ

DALLE C
1981-82



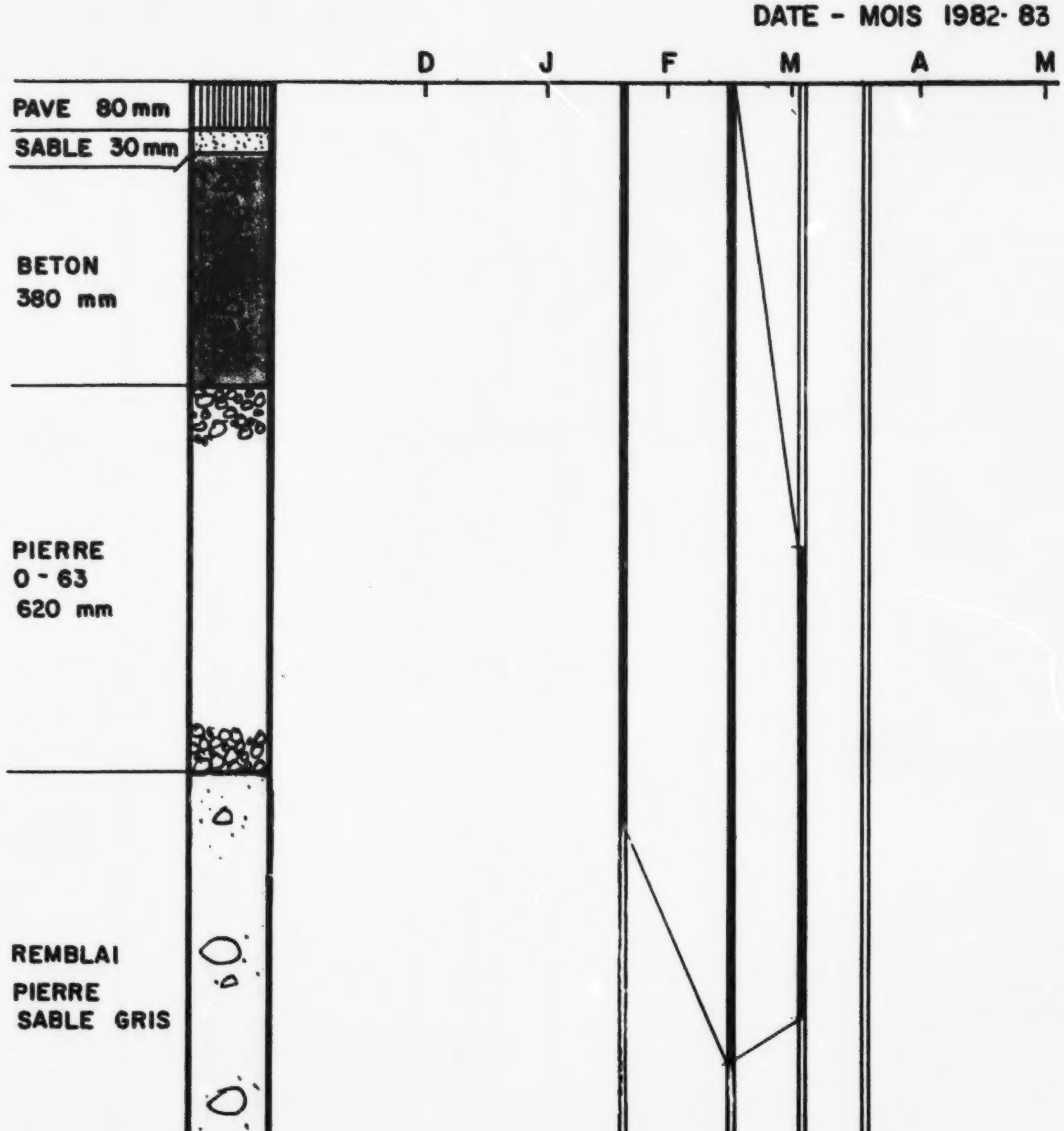
VARIATION DE LA PÉNÉTRATION DU GEL

DALLE D
1982



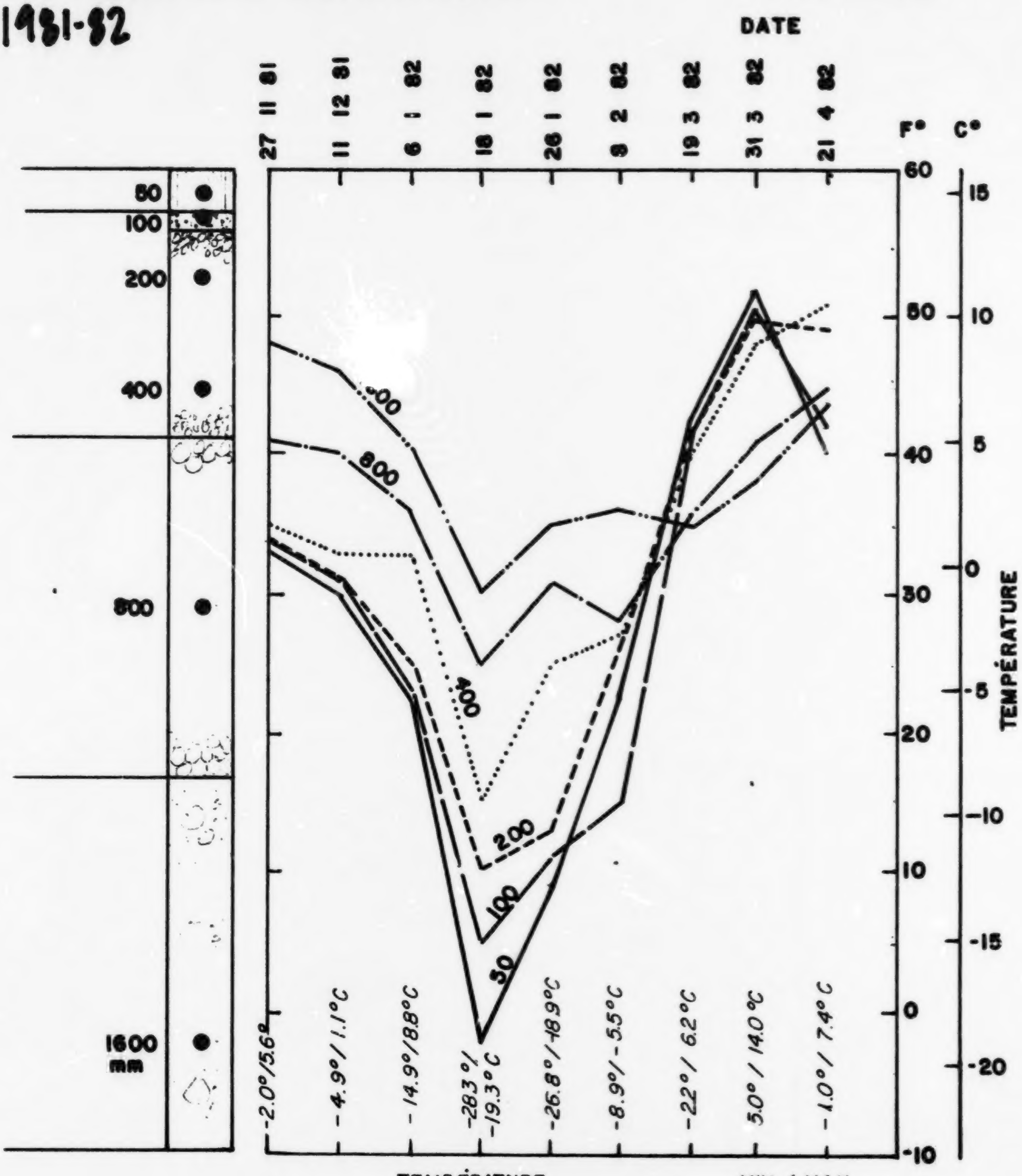
VARIATION DE LA PÉNÉTRATION DU GEL

DALLE D
1983



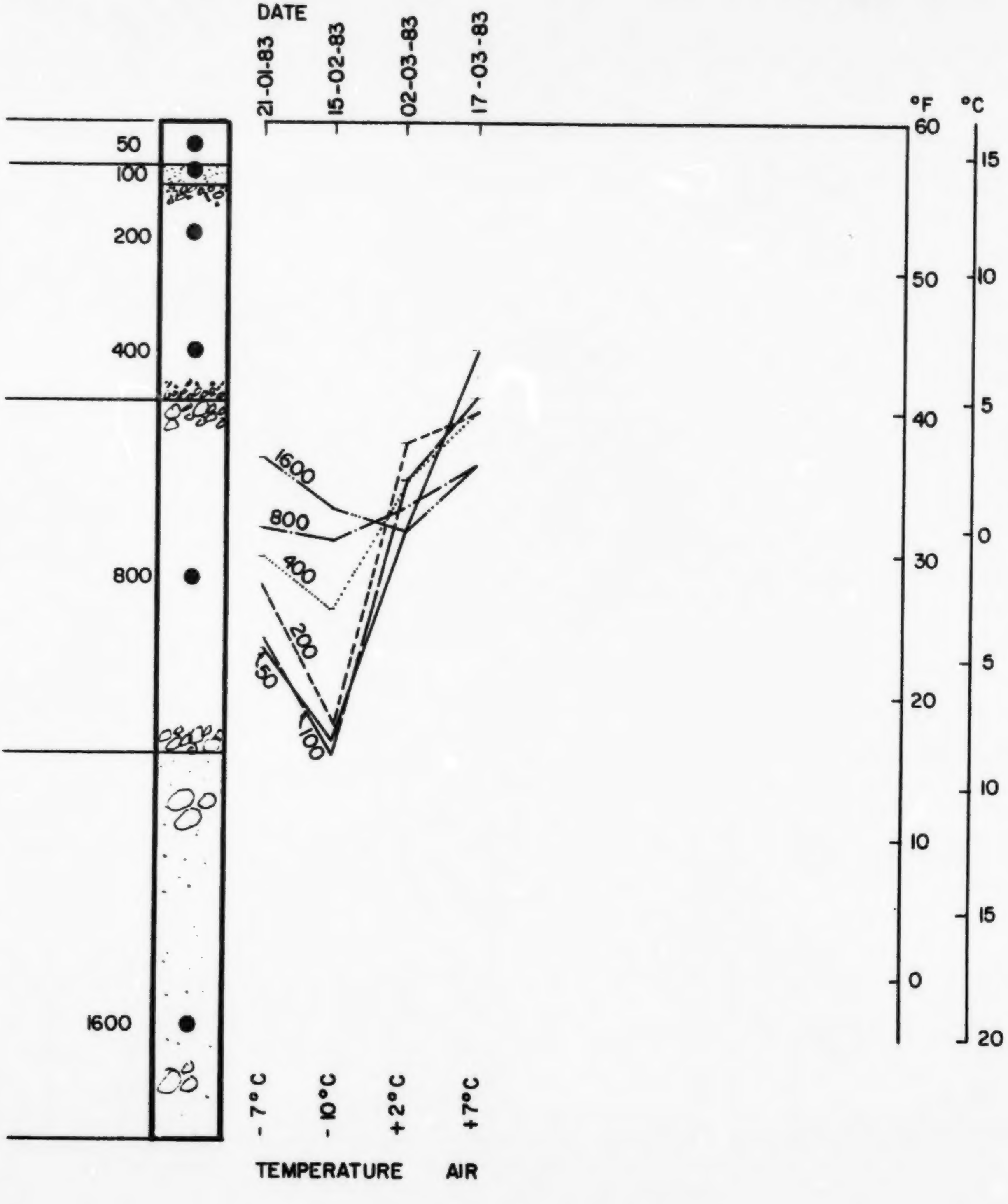
VARIATION DE TEMPÉRATURE 1981-82

DALLE D

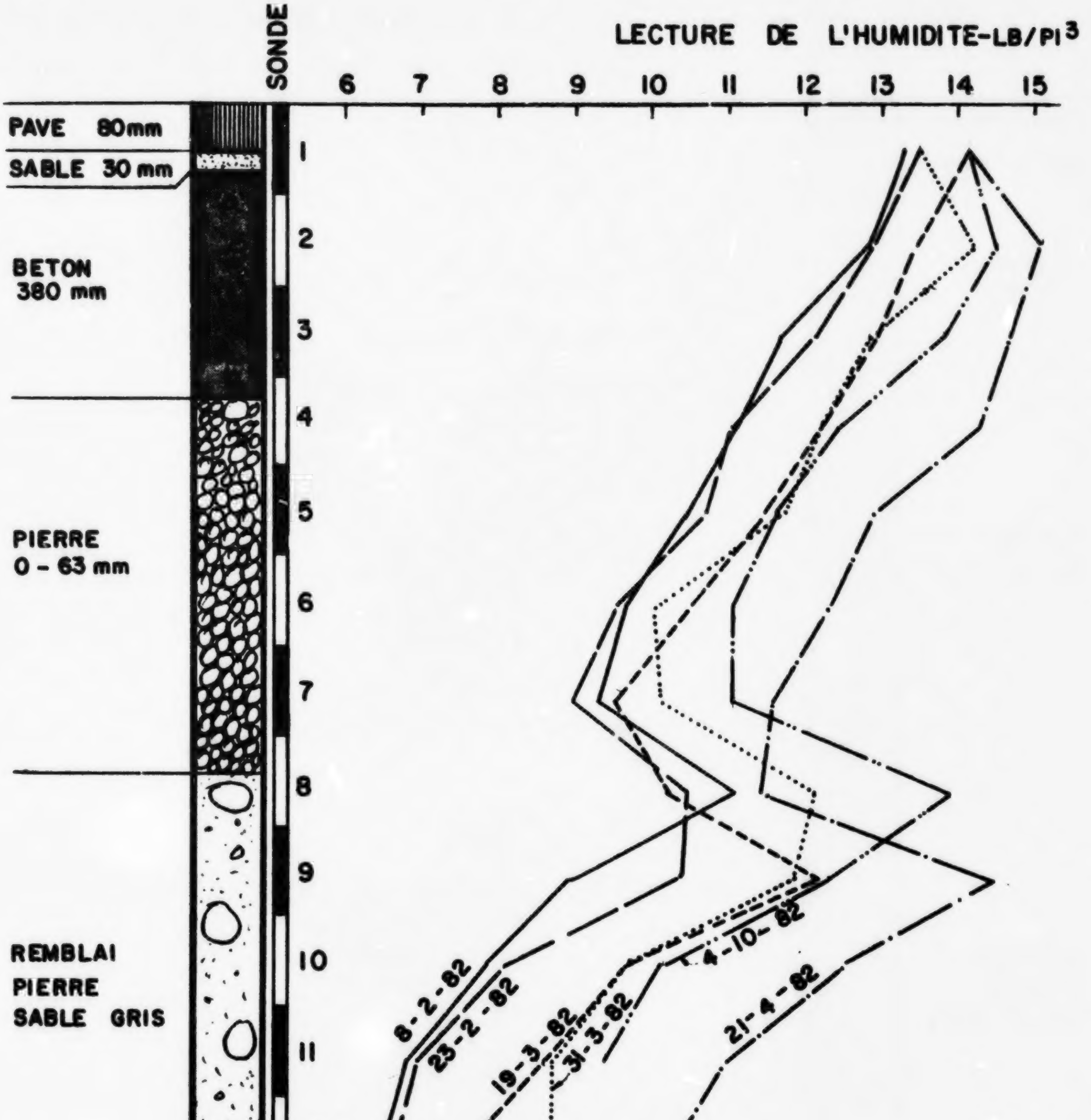


VARIATION DE TEMPÉRATURE

DALLE D
1983

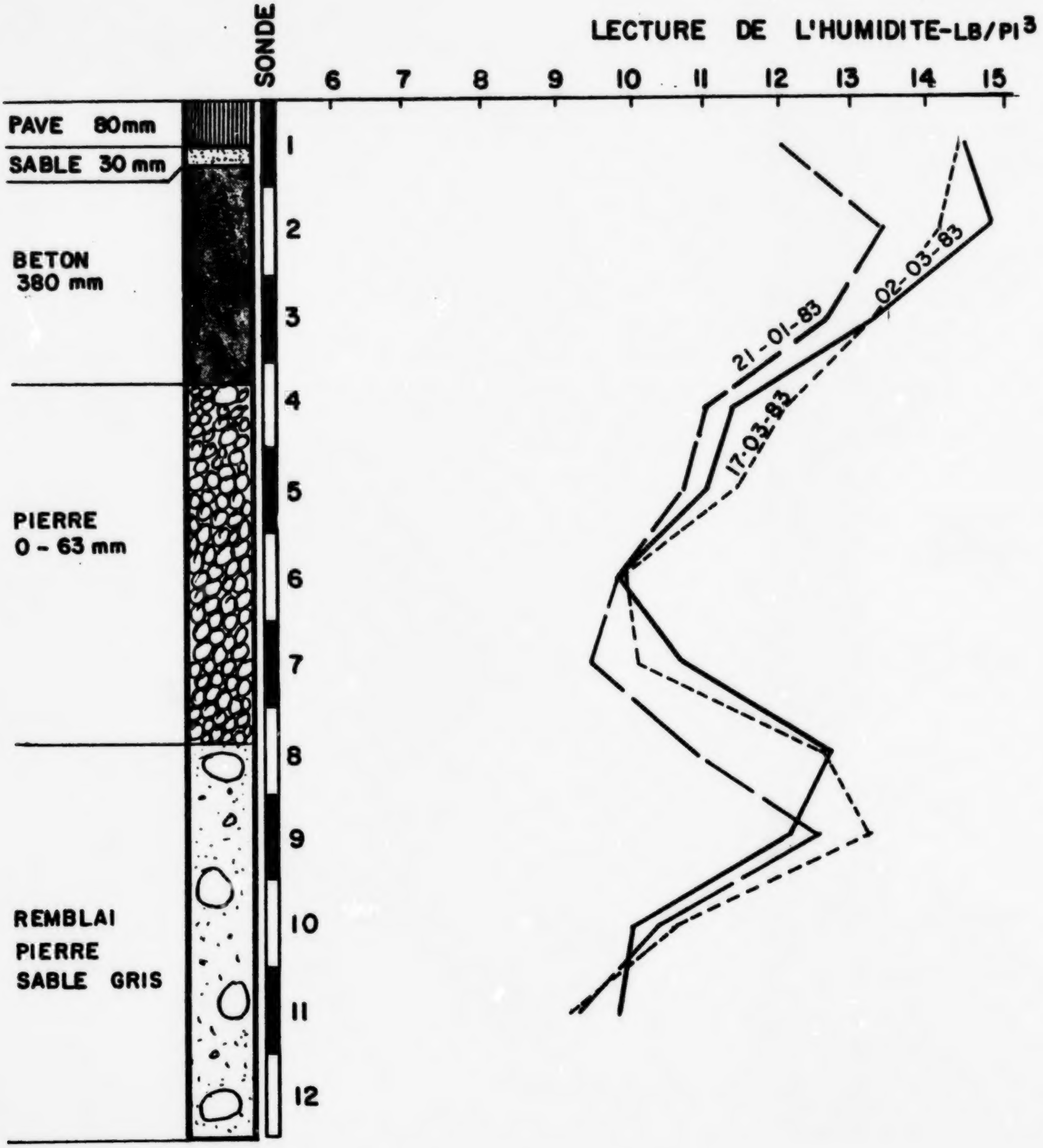


VARIATION DE L'HUMIDITÉ DALLE D 1982



VARIATION DE L'HUMIDITÉ

DALLE D
1983



REFERENCES

1 SHAKEL, B. (1980)
"A review of the technology of interlocking concrete block paving for roads and industrial pavements". National Institute for Transport and Road Reserach, Report RP-8-80.

2 BERGERHOF, W. (1979)
International development in interlocking paving-market potential and economic production methods, Proc. Symp. on precast concrete paving block, Johannesburg , South Africa.

3 SHAKEL, B. (1978)
"The design of interlocking concrete block pavements". Proc. Workshop Interlocking concrete block pavements Australian Road Reserach. Report AAR 90.

4 MILLER-COOK, D. (1980)
Concrete block paving-survey of industrial applications in the U.K.. Proc. First Int. Conf. on Concrete block paving New Castle.

5 CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION OF AUSTRALIA (1978)
A specification for concrete paving blocks. Wexham springs, PP-8, publication 4G-025.

6 BARBER, S.D. and KNAPTON, J. (1980)
"An experimental investigation of the behaviour of a concrete block pavement with a sand sub-base". Proc. Inst. Civil Eng., part 2, vol. 69.

7 SHAKEL, B. (1980)
The design of interlocking concrete block pavements for road traffic. Proc. First Int. Conf. on concrete block paving New Castle.

8 PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1975)
Thickness design of soil cement pavements for heavy industrial vehicules, 12 pp.

9 TAIT, J.B. (1978)
Heavy duty pavements in interlocking concrete. New Zealand Concrete Construction.

10 PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1975)
P.C.A. Soil Primer, 40 pp.

11 BARBER, S.D. and KNAPTON, J. (1980)
Structural design of block pavements for ports. Proc. First Int. Conf. on Concrete Block Paving, New Castle, U.K.

12 ULLIDTZ, P. et PEATTIE, K.R., (1981)
Pavement analysis by programmable calculators. J. Transp. Eng. Div. ASCE (submitted in 1979).

Library and Information Centre /
Centre de Documentation (GSLA)
RECEIVED - REÇU LE
OCT 4 1984
Transport Canada / Transports Canada

CRCAC Inc.
CENTRE DE RECHERCHE
ET DE CONTRÔLE APPLIQUÉ
À LA CONSTRUCTION